Anais do Oitavo Congresso Latino-Americano da Construção Metálica
Vol. I

Henrique Campelo Gomes (Org.)

Associação Brasileira da Construção Metálica

14 a 16 de agosto - São Paulo Expo

Agência Brasileira do ISBN
ISBN 978-85-68391-02-0
9 788568 391020

ABCEM
Associação Brasileira da Construção Metálica
45 anos

8º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica

CONSTRUMETAL 2019

14 a 16 de agosto, 2019

www.construmetal.com.br/pt

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(eDOC BRASIL, Belo Horizonte/MG)

C749a

Congresso Latino-Americano da Construção Metálica (8. : 2019 : São Paulo).
Anais do oitavo Congresso Latino-Americano da Construção Metálica (Construmetal) [recurso eletrônico] : volume 1 / VIII Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, 14-16 agosto 2019, São Paulo, Brasil ; organizador Henrique Campelo Gomes. – São Paulo: ABCEM, 2019.

Formato: PDF
Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader
Modo de acesso: World Wide Web
Inclui bibliografia
ISBN 978-85-68391-02-0

1. Aço - Estruturas - Congressos. 2. Construção metálica - Congressos. I. Gomes, Henrique Campelo. II. Título.

CDD 624.1821

Elaborado por Maurício Amormino Júnior – CRB6/2422

Publicação:

ABCEM - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

Programação e Editoração gráfica:

SIDNEI PALATNIK

CONGRESSO LATINOAMERICANO
DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

CONSTRUMETAL 2019

CONSTRUMETAL 2019

Realização: ABCEM 45 anos – Associação Brasileira da Construção Metálica

Patrocínio Platinum: GERDAU

Patrocínio Gold: CISER Parafusos e Porcas; JOTUN

Patrocínio Silver: vallourec; CBMM

Patrocínio Prêmio ABCEM: ArcelorMittal; Kingspan; ISOESTE

Apoio: ICZ Instituto de Metais Não Ferrosos; ABECE Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural; AARS Associação do Aço do Rio Grande do Sul; Instituto Aço Brasil; CBCA Centro Brasileiro da Construção em Aço; ABNT; Instituto de Arquitetos do Brasil; AsBEA Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura; POLI USP; CBIC; Instituto de Engenharia 1916; ABITAM Associação Brasileira da Indústria de Tubos e Acessórios de Metal; sistema ABIMAQ ABIMAQ SINDIMAQ IPDMAQ; SICETEL; 30 anos SOBRATEMA; ABIFER Associação Brasileira da Indústria Ferroviária – Trilhando o desenvolvimento; INDA Instituto Nacional dos Distribuidores de Aço; SindusCon SP #novosindusconsp; sinaenco Sindicato da Arquitetura e da Engenharia; Sindiplast; FUNDACER Fundação Nacional da Cerâmica; ABPP Associação Brasileira de Proteção Passiva; ABS Associação Brasileira de Soldagem; abiplast; abal Associação Brasileira do Alumínio; Lumegal O seguro de vida da sua obra metálica www.lumegal.com.br

CONSELHO DIRETOR

GESTÃO 2018 - 2020

PRESIDENTE

MARINO GAROFANI

BRAFER

VICE-PRESIDENTE DE ESTRUTURAS METÁLICAS

HORÁCIO STEINMANN

METASA

VICE-PRESIDENTE DE COBERTURAS METÁLICAS

MARCELO MOKAYAD

ISOESTE

VICE-PRESIDENTE DE DES. DE MERCADO

JANAÍNA MARIA DA SILVA

GERDAU

VICE-PRESIDENTE DE GALVANIZAÇÃO

CARLOS PATRÍCIO

B.BOSCH GALVANIZAÇÃO

VICE-PRESIDENTE DE TORRES

ALEXANDRE SCHMIDT

BRAMETAL

VICE-PRESIDENTE DE STEEL FRAME

HELOÍSA POMARO

MICURA STEEL FRAME

DIRETOR EXECUTIVO

ULYSSES BARBOSA NUNES

CONGRESSO LATINOAMERICANO
DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

CONSTRU METAL 2019

Comissão Organizadora

Ulysses Barbosa Nunes
(Diretor Executivo ABCEM)

Catia Mac Cord Simões Coelho
(Consultora ABCEM)

Sidnei Palatnik
(MOBIUS Tecnologia Educacional)

HENRIQUE CAMPELO GOMES (Org.)

ANAIS DO OITAVO CONGRESSO LATINO-AMERICANO DA CONSTRUÇÃO METÁLICA - CONSTRUMETAL 2019 -

Volume 1

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO METÁLICA

SÃO PAULO
2019

8º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica

CONSTRUMETAL 2019

Comitê Científico

Presidente: Henrique Campelo Gomes (USP)

Vice-presidente: Pedro Wellington G. N. Teixeira (USP)

Acir Mércio Loredo Souza (UFRGS)

Alberto Borges Vieira Jr (UFBA)

Alex Sander Clemente de Souza (UFSCar)

Alexandre Landesmann (UFRJ)

Arlene Maria Sarmanho Freitas (UFOP)

Bernardo Horowitz (UFPE)

Cilmar Donizeti Basaglia (UNICAMP)

Eduardo Batista (UFRJ)

Eduardo M. B. Campello (USP)

Emerson Vidigal (UFPR)

Francisco Carlos Rodrigues (UFMG)

Gilder Nader (IPT)

Gustavo de Souza Veríssimo (UFV)

Jairo Fruchtengarten(KF Engenheiros Associados)

Júlio Fruchtengarten (USP)

Leandro Palermo (UNICAMP)

Luiz Carlos Marcos Vieira Júnior (UNICAMP)

Maximiliano Malite (USP/São Carlos)

Remo Magalhães de Souza (UFPA)

Ricardo Hallal Fakury (UFMG)

Valdir Pignatta e Silva (USP)

Walnório Graça Ferreira (UFES)

Wander Pacheco Vieira (ArcelorMittal)

Zacarias Chamberlain (UPF)

Apresentação

Realizado, desde 2004 pela **Associação Brasileira da Construção Metálica - ABCEM**, o **Congresso Latino-Americano da Construção Metálica** - **CONSTRUMETAL,** é hoje resultado de um esforço conjunto da indústria, da construção civil e da academia. 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.

Em sua oitava edição, contando com o apoio do Instituto Aço Brasil, do CBCA - Centro Brasileiro da Construção do Aço, do INDA - Instituto Nacional dos Distribuidores de Aço, da AARS - Associação do Aço do Rio Grande do Sul, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, dentre outros, o **CONSTRUMETAL** tem como missão promover e divulgar os principais avanços tecnológicos da construção metálica a fim de que se tenha, no Brasil, o uso do aço em uma escala mais próxima de seu potencial como solução de alta qualidade, sustentável e industrializada.

Com um número recorde de trabalhos acadêmicos submetidos e apresentados nas Sessões Tecnocientíficas, a edição do **CONSTRUMETAL 2019** reforça e consolida o caráter científico do congresso, que contou com um Comitê de professores pesquisadores e renomados profissionais da área de todo o país, além do apoio institucional da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - EPUSP.

Sinto-me honrado pelo convite feito pelo colega Eduardo Campello e pela ABCEM, representada por Ulysses B. Nunes, para coordenar o Comitê Científico do 8º Congresso Latino Americano da Construção Metálica, o **CONSTRUMETAL 2019**, ao qual prontamente aceitei 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.

Agradeço ao Sidnei Palatnik pelo suporte e dedicação na organização do congresso e ao colega Pedro Wellington Teixeira pela ajuda e apoio na coordenação do Comitê Científico.
Agradeço também ao imprescindível esforço dos membros do Comitê Científico na revisão dos numerosos trabalhos submetidos ao congresso. Em especial, agradeço ao colega Eduardo Batista (UFRJ) pelas suas valiosas contribuições, e por ser um entusiasta do **CONSTRUMETAL**.

Parabenizo a ABCEM por mais esta importantíssima realização.

São Paulo, agosto de 2019.

Henrique Campelo Gomes, Prof. Dr.

Presidente da Comissão Organizadora e do Comitê Científico do Construmetal 2019. Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

CONSTRUMETAL 2019

Volume 1

Índice

Parte 1. Aspectos arquitetônicos das construções de aço

ESTUDO HISTÓRICO, CONSTRUTIVO E PATOLÓGICO DE UMA EDIFICAÇÃO INSTITUCIONAL ESTRUTURADA EM AÇO, LOCALIZADA EM SEVILHA (ESPANHA)

Parte 2. Dimensionamento Estrutural e Softwares de Cálculo

ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE DE PÓRTICOS METÁLICOS DE VIGAS INCLINADAS SEGUNDO ABNT NBR 8800:2008 E MÉTODO NUMÉRICO

ANÁLISE COMPARATIVA DOS MÉTODOS CLÁSSICOS PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO DE PERFIS FORMADOS A FRIO À LUZ DA ABNT NBR 14762 2010

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE PILAR MISTO AÇO-CONCRETO E PILAR EM AÇO ATRAVÉS DE UM PROGRAMA COMPUTACIONAL

ANÁLISE DINÂMICA DE GALPÃO METÁLICO EM SITUAÇÃO DE ABALO SÍSMICO

ANÁLISE ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÕES EM ESTRUTURA METÁLICA (ESTRUTURA PLANA E ESTRUTURA TRIDIMENSIONAL)

CONSIDERAÇÃO DA ANÁLISE SEQUENCIAL EVOLUTIVA EM ESTRUTURAS DE AÇO COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

ANÁLISE NUMÉRICA DE PISO DE PEQUENA ALTURA COM LAJE ALVEOLAR E VIGA CELULAR EM AÇO

ANÁLISE NUMÉRICA E EXPERIMENTAL DE VIGAS METÁLICAS SUBMETIDAS À PROTENSÃO EXTERNA

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO INDUSTRIAL SUBMETIDO À AÇÃO CONJUNTA DE PONTES ROLANTES E VENTO

CARACTERIZAÇÃO DA FLAMBAGEM LATERAL TORCIONAL E DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR CARACTERÍSTICO PARA VIGA PERFIL “I” BISSIMÉTRICA

DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA PARA O ANTEPROJETO DE PONTES EM SEÇÃO CAIXÃO MISTA DE AÇO E CONCRETO

DESENVOLVIMENTO DE INTERFACE PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE LATERAL EM ARCOS TRELIÇADOS

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS CASTELADAS POR MÉTODOS NUMÉRICOS SUJEITOS A INSTABILIDADE LATERAL COM TORÇÃO

EFEITOS DA APLICAÇÃO DE FORÇAS DEVIDAS AO VENTO OBTIDAS SEGUNDO DIFERENTES METODOLOGIAS EM UMA PONTE SOBRE O RIO PARAOPEBA

ELEMENTOS FINITOS TIPO CASCA E TIPO SÓLIDO APLICADOS EM CHAPAS E TUBOS TRACIONADOS

ESTABILIDADE DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO COM SEÇÕES RESTRINGIDAS

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE OS PROCEDIMENTOS UTILIZADOS PARA O CÁLCULO DA FLAMBAGEM LOCAL DE PERFIS DE AÇO SUBMETIDOS À COMPRESSÃO AXIAL PELAS NORMAS ABNT NBR 8800:2008 E ANSI/AISC 360-1

ESTUDO COMPARATIVO SOBRE A FORÇA RESISTENTE DE CANTONEIRAS DE AÇO AXIALMENTE TRACIONADAS

ESTUDO NUMÉRICO DA EFICIÊNCIA DE CHAPAS ESPAÇADORAS EM BARRAS COMPOSTAS AXIALMENTE COMPRIMIDAS FORMADAS POR DOIS PERFIS U LIGADOS PELAS ALMAS

ESTUDO SOBRE A ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES EM AÇO

ESTUDOS SOBRE A INSTABILIDADE POR FLEXOTORÇÃO DE PILARES DE AÇO

FERRAMENTAS PARA O PROJETO DE PERFIS ALVEOLARES DE AÇO

IMPLEMENTAÇÃO DE FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA O PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM AÇO

PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO DE BARRAS FLETIDAS CONSTITUÍDAS POR PERFIS FORMADOS À FRIO SEGUNDO OS MÉTODOS DA NBR 14762:2010

SIMULAÇÃO DE TÚNEL DE VENTO ELETRÔNICO EM EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS: ESTUDO DE CASO DO EXPOMINAS TEÓFILO OTONI

Parte 3. Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS EM AÇO DE PEQUENOS VÃOS COM PERFIS FORMADOS A FRIO E LAMINADOS A QUENTE

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE SISTEMA DE PISO MISTO EM VIGAS TRELIÇADAS DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO E LAJES PRÉ FABRICADAS DE CONCRETO

ANÁLISE NUMÉRICA DE LAJES MISTAS DE AÇO E CONCRETO

CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE PONTES RODOVIÁRIAS COM SISTEMA ESTRUTURAL EM VIGA CONTÍNUA E SEÇÃO TRANSVERSAL MISTA DE AÇO E CONCRETO

ESTUDO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS (FLECHAS) EM VIGAS ALVEOLARES E VIGAS DE ALMA CHEIA

ESTUDO DA EXCENTRICIDADE PARA CONSIDERAÇÃO DO EFEITO DE TORÇÃO EM EDIFÍCIOS ALTOS

ESTUDO NUMÉRICO E EXPERIMENTAL DE PERFIS FORMADOS A FRIO EMPREGADOS EM LAJES MISTAS NERVURADAS

ESTUDO PARAMÉTRICO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO COM OU SEM PROTENSÃO EXTERNA

MÉTODOS CONVENCIONAIS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE AÇO

PILARES MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS COM ARMADURA NA FORMA DE TELA SOLDADA

PRODUTIVIDADE NA MONTAGEM DE ESTRUTURAS DE AÇO: ESTUDO DE CASO

PUENTES DE ACERO SOBRE AVDA. GENERAL PAZ

Parte 1.

Aspectos arquitetônicos

das construções de aço

CONSTRUMETAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Tema: Aspectos arquitetônicos das construções de aço

ESTUDO HISTÓRICO, CONSTRUTIVO E PATOLÓGICO DE UMA EDIFICAÇÃO INSTITUCIONAL ESTRUTURADA EM AÇO LOCALIZADA EM SEVILHA (ESPANHA)

Juliana Furtado Arrobas Martins[1]
Nayra Yumi Tsutsumoto[2]
Cesar Fabiano Fioriti[3]
Juan Carlos Gomés de Cozár[4]
Maria Paula Hêngling Christófani[5]

Resumo

Este trabalho teve como foco a análise do sistema construtivo da edificação que abriga a *Facultad de Matemáticas*, construída em 1972, situada em Sevilha (Espanha), pertencente ao conjunto de edificações da *Universidad de Sevilla*, no *Campus Reina Mercedes*. Foi realizada investigação histórica, estudo do sistema construtivo e do estado de conservação da edificação, com análise de manifestações patológicas existentes. A edificação é toda estruturada em aço e está dividida em duas partes independentes, cada uma das quais estabelece sua ordem geométrica, construtiva, linguagem característica e sua própria identidade. É composto por um grande pátio que pode ser visto de praticamente todas as suas dependências, no entanto, com a adição de vidro no seu entorno a ideia original foi perdida devido à separação entre o espaço aberto e os ambientes de estudo. Por outro lado, o desejo pela sinceridade construtiva é reconhecível, com forte expressão a estrutura metálica é perceptível, mostrando que a função persiste no ornamento. Quanto aos problemas patológicos, a estrutura apresenta como anomalia mais ocorrente a corrosão, sendo este um dano considerado comum em elementos metálicos devido às características do material, e mesmo assim, ocorrem de forma isolada, mostrando ser uma edificação considera bem projetada e executada.

Palavras-chave: Sistema construtivo; Manifestações patológicas; Edificação pública.

HISTORICAL, CONSTRUCTIVE AND PATHOLOGICAL STUDY OF AN INSTITUTIONAL BUILDING STRUCTURED IN STEEL, LOCATED IN SEVILLE (SPAIN)

Abstract

This paper is focused in analysis of the constructive system of the building that shelters *Facultad de Matemáticas*, built in 1972, located in Seville (Spain), belonging to the set of buildings of *Universidad de Sevilla*, *Reina Mercedes* campus. A historical investigation was carried out as well as a study of the construction system and the conservation status of the building with analysis of existing pathological manifestations. All the building is structured in steel and is divided into two independent parts, each of which establishes its geometry,

constructive order, characteristic language and its own identity. Is composed of a large patio that can be seen from almost all its outbuildings; however, with the addition of glass in its surroundings the original idea was lost due to the separation between open space and study environments. On the other hand, the desire for constructive sincerity is recognizable, with a strong expression a metallic structure is perceptible, showing that the function persists in ornament. As for the pathological problems, the structure presents the corrosion as a more frequent anomaly, being this a damage considered common in metallic elements due to the characteristics of the material, and they occur in an isolated way, being a building considered well designed and executed.

Keywords: Construction system; Pathological manifestations; Public building.

[1]Arquiteta, Professora Mestre, Universidade Norte do Paraná – UNOPAR, Londrina, Paraná, Brasil.
[2]Arquiteta, Professora Mestre, Instituto Federal de São Paulo – IFSP, Campus Avançado de Ilha Solteira, Ilha Solteira, São Paulo, Brasil.
[3]Engenheiro Civil, Professor Doutor, Departamento de Planejamento, Urbanismo e Ambiente, Universidade Estadual Paulista – FCT/UNESP, Presidente Prudente, São Paulo, Brasil.
[4]Arquiteto, Professor Doutor, Departamento de Construcciones Arquitectónicas, Universidad de Sevilla, Sevilha, Espanha.
[5]Graduanda em Arquitetura, Departamento de Planejamento, Urbanismo e Ambiente, Universidade Estadual Paulista – FCT/UNESP, Presidente Prudente, São Paulo, Brasil.

INTRODUÇÃO

Inovações e rapidez de execução acarretaram na necessidade de se desenvolver o conhecimento relacionado às estruturas e aos materiais, a fim de proporcionar o avanço das construções. Ainda existem sérias limitações e inevitáveis falhas que acabam por prejudicar o desempenho de algumas estruturas, conduzindo ao surgimento de manifestações patológicas, gerando perda ou queda de desempenho de um conjunto ou componente estrutural.

O aço, por sua vez, apresenta propriedades físicas e químicas dos metais - consequência de sua estrutura atômica e molecular – que, somados à simplicidade de sua manipulação e união por soldagem, ampliou-se seu uso no campo da construção. No entanto, e particularmente dentro do grupo de metais ferrosos, certas características químicas, como a corrosão, podem ter um efeito negativo. Consequentemente é essencial conhecer as propriedades dos metais para escolher o mais adequado de acordo com seu destino (BROTO [1]).

Visto que um dos problemas fundamentais apresentados pelo aço é a corrosão, alguns métodos discutidos para evitar, ou pelo menos mitigar, o fenômeno, incluem o uso de filmes protetores (tintas) ou revestimentos metálicos. (galvanizado com zinco), no entanto, esses revestimentos não são baratos e sua duração não é definida.

Por essa razão, normalmente se utilizam aços menos sensíveis à corrosão por meio de elementos de liga, como Cromo (Cr) e Níquel (Ni), com os quais se obtêm os chamados aços inoxidáveis. Desde a década de 1950, têm sido usados aços comuns de ligas leves, patenteados sob o nome "Cor-Ten", devido ao cobre que eles contêm. Na Espanha, é comum usar o nome comercial "Ensacor" para aços deste tipo. É frequente seu uso em estruturas externas (ESPINOSA e SEVILLA [2]).

A partir de algumas iniciativas de profissionais arquitetos e engenheiros, o aço vai surgindo na paisagem das principais cidades brasileiras, mostrando inúmeras possibilidades formais para a concepção arquitetônica. Conciliando os materiais à forma, o arquiteto consegue criar obras de excelência, tanto do ponto de vista técnico como do artístico. Desta maneira, unem-se as duas vertentes da arquitetura, a arte e a técnica (CASTRO e MICHALKA [3]).

O controle de qualidade é de grande importância para garantir o melhor desempenho das estruturas de aço e, com isso, o fabricante deve garantir em todos os casos as características mecânicas e composição química dos produtos fornecidos, afirmando que preenchem todas as condições da norma correspondente, bem como assegurar que os produtos não apresentarão defeitos internos ou externos que afetem seu uso (SEVILLA e ESPINOSA [4]).

Hoje em dia, um grande esforço é feito para melhorar a qualidade da construção e, ao mesmo tempo, para que não haja grande preocupação com o comportamento que nossas obras terão no futuro. Não é preciso ser muito pessimista para saber que muitas de nossas obras hoje apresentarão problemas dentro de alguns anos; Além disso, muitas empresas voltadas para o futuro estão criando seus próprios departamentos dedicados à patologia, com o objetivo de encontrar soluções para esses problemas (CÁNOVAS [5]).

A preparação técnica de arquitetos, engenheiros e construtores é a melhor maneira que pode ser seguida para minimizar defeitos e falhas na construção. Uma boa preparação técnica em conjunto com um bom controle de qualidade em todas as fases do trabalho reduzirá de maneira notável o número de falhas que as construções apresentam.

Com isso, este trabalho tem como foco a análise do sistema construtivo em aço da edificação que abriga a *Facultad de Matemáticas*, construída em 1972, situada em Sevilha (Espanha), pertencente ao conjunto de edificações da *Universidad de Sevilla*, no *Campus Reina Mercedes*.

1. MATERIAIS E MÉTODOS

O método escolhido para a formulação deste trabalho foi o estudo de caso, visto que este método é considerado altamente rico do ponto de vista didático. O estudo de caso consiste em uma descrição da cidade de Sevilha, onde está localizado o edifício estudado, apresentando as características gerais e as mais relevantes. Posteriormente, o trabalho centrou-se na caracterização e localização do campus da *Universidad de Sevilla*, para depois se concentrar no campus onde a *Facultad de Matemáticas* (doravante denominada de Faculdade de Matemática) está localizada. Foi realizada pesquisa histórica, estudo do sistema construtivo e estado de conservação de edifícios, juntamente com a análise de manifestações patológicas existentes.
Foram necessárias quatro etapas para a realização deste trabalho, conforme apresentado de forma esquemática na Figura 1.

Figura 1: Esquema das etapas executadas no desenvolvimento do trabalho.

Assim:
I. Etapa: A trajetória foi iniciada com o levantamento histórico, informações e estudos sobre a edificação analisada.
II. Etapa: Realização de vistorias in loco para registrar, por meio de fotos e croquis, suas principais características.
III. Etapa: Nesta etapa foram analisadas e discutidas as manifestações patológicas detectadas e os seus aspectos gerais.
IV. Etapa: Análise dos resultados encontrados, que proporcionou identificar as particularidades das estruturas em aço e as condições em que se encontra a edificação analisada, gerando a conclusão e fechamento do estudo.

2. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Escolha da edificação analisada

Trata-se de um estudo de caso realizado na *Universidad de Sevilla*, Espanha, sendo esta uma instituição pública de grande importância para o meio acadêmico espanhol e que conta com vários campus distribuídos pela cidade de Sevilha. O critério de escolha do edifício analisado, que faz parte dessa instituição, partiu do quesito estrutural, ou seja, a definição do aço como material constituinte do sistema estrutural e por ter suas estruturas aparentes, pois nestas condições seria possível identificar e analisar, a partir das visitas a campo e fotografias digitais, as eventuais manifestações patológicas.

3.1 A cidade de Sevilla

Segundo a Câmara Municipal de Sevilha, esta cidade está localizada ao sudoeste da Península Ibérica (Figura 2), no centro da Comunidade Autônoma de Andaluzia. Sevilha, capital da Andaluzia, é a quarta cidade da Espanha em termos de número de habitantes.

Figura 2: Localização da cidade de Sevilha.
Fonte: Google Maps – editado.

Esta cidade conta com aproximadamente 704.414 habitantes no município, sendo que a população total na capital e as 105 cidades da província é de 1.835.077 habitantes. Sevilha apresenta um território (Figura 3) com uma superfície de 14.036,1 km² localizado em uma região de planície banhada pelo rio Guadalquivir, o quinto maior da Península Ibérica (SIMA [6]).

Figura 3: Território de Sevilha.
Fonte: SEVILLE [7].

A cidade de Sevilha foi durante cinco séculos e meio uma cidade muçulmana, na qual a cidade se chamava Isbiliya. A partir do ano 711 (ou 712) até 1248 foi uma cidade que sofreu um processo de islamização, para depois da conquista cristã de 1248 passar por um novo processo de cristianização (PIECHOTTA [8]).
Em 23 de novembro de 1248, a redenção de Isbiliya a Fernando III foi formalizada com a entrega da cidade. Com uma série de decisões, o estágio na história da cidade então de Isbiliya termina e um novo começa: o de Sevilha (SÁNCHEZ [9]). Segundo Vega [10], após a conquista da cidade por Fernando III, Sevilha é um dos principais focos da península, desenvolvendo uma importante atividade construtiva. Hoje, Sevilha pode ser considerada, sem dúvida, o centro artístico, cultural, financeiro, econômico e social do sul da Espanha.

3.1 A Universidade de Sevilla

De acordo com os dados fornecidos pela Universidade de Sevilha, esta é uma instituição com mais de cinco séculos de história, de tradição acadêmica reconhecida e reconhecida como Campus de Excelência Internacional. É a segunda universidade espanhola em número de estudantes e o primeiro em Andaluzia. Mais de oitenta mil pessoas compõem a comunidade universitária entre estudantes, professores e profissionais administrativos e de serviços.
O embrião da Universidade de Sevilha foi o Colégio de Santa María de Jesús, fundado no final do século XV. A Universidade de Sevilha desenvolveu-se de acordo com um extenso modelo de implementação, com serviços centralizados, edifícios espalhados pela cidade e centros universitários concentrados em três áreas (Figura 4) que começam a ser estruturadas como pontos focais dentro da cidade.

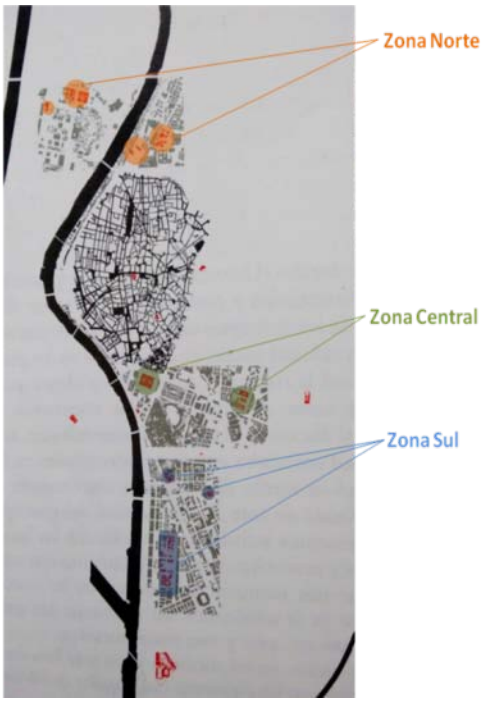


Figura 4: Localização dos Campus da Universidad de Sevilla.
Fonte: UNIVERSIDAD Y CIUDAD [10] – editado.

3.1 Campus Reina Mercedes

Para realizar este trabalho, um edifício estruturado em aço foi selecionado como objeto de estudo, estando localizado no Campus da Reina Mercedes. Este campus está localizado na Zona Sul das regiões que constituem a *Universidad de Sevilla*, sendo um campus que tem grande importância e influência devido ao grande número de edifícios e cursos (Figura 5). A localização do edifício estudado (Faculdade de Matemática) pode ser vista na figura a seguir.

Figura 5: Campus de Reina Mercedes.
Fonte: GOOGLE EARTH, 2012 – editado.

5 Faculdade de Matemática

A Faculdade de Matemática localiza-se no centro do Campus Universitário de Reina Mercedes, em um ambiente entre estacionamentos e jardins que, além desta faculdade, estão as Faculdades de Física, Biologia, Química e farmácia. Por esta razão, também é conhecido como o Campus Científico da Reina Mercedes, onde coexistem professores e estudantes dos diferentes ramos da ciência.

O edifício foi projetado por um dos arquitetos mais importantes da Espanha do século XX, Alejandro de la Sota, sendo inaugurado em 1972, tendo hoje 46 anos. Sua forma foi definida com precisão e foi baseada na necessidade procura pela perfeição construtiva, visto que este edifício se fecha sobre si mesmo, em um pátio central ajardinado, semelhante aos pátios andaluzes.

Tendo em conta a área externa, que resolve simetricamente o seu interior, a sala de reuniões e a cafeteria localizam-se mais próxima da área exterior, permitindo que sejam independentes do resto do edifício. O edifício é separado em duas partes independentes, cada uma delas estabelecendo sua própria ordem geométrica e construtiva, sua própria linguagem característica e sua própria identidade.

As passarelas internas do edifício (Figura 6) cumprem a função de separar o ambiente público do ambiente privado das salas de estudo e seminários, bem como ligar os pátios interiores ao resto do edifício. A amplitude de luminosidade fez o arquiteto merecedor do Prêmio Nacional de Arquitetura em 1974.

Figura 6: Passarelas internas do edifício.
Fonte: MARTINS, 2015.

Este edifício é composto por um grande pátio (Figura 7) de onde é possível visualizar praticamente todos os ambientes, no entanto, com a adição de vidro nos pátios a idéia original foi perdida devido a uma separação entre o espaço livre e os ambientes de estudo, que era uma das diretrizes iniciais do projeto.

Figura 7: Ideia original e como se encontra atualmente.
Fonte: ARCHIVOS ALEJANDRO DE LA SOTA [11] – Editado.

Por outro lado, a aspiração de sinceridade construtiva é reconhecível, com uma forte expressão e a cuidadosa estrutura metálica sendo perceptível (Figura 8), mostrando que a função persiste no ornamento.

Figura 8: Estrutura metálica utilizada em toda a edificação.
Fonte: MARTINS, 2015.

Também é possível observar a forma como os demais elementos do edifício parecem estar em conformidade com a estrutura, sendo tratadas como um elemento único que assume importância juntamente com o edifício e a sua fusão com os fluxos de um andar para o outro.
Como é possível visualizar no projeto deste edifício (Figura 9), o arquiteto, de la Sota, disponibilizou a maioria das salas de aula no piso térreo, deixando os seminários para os andares superiores. As áreas de trânsito concedem um conceito espacial muito variado, facilitam a mobilidade e incentivam a convivência entre os estudantes.

Figura 9: Projeto da edificação.
Fonte: MARTINS, 2015.

Legenda:

- Circulação horizontal
- Salas de aula
- Pátios abertos
- Salas de uso geral
- Circulação Vertical
- Eixo hidráulico
- Restaurante Universitário

A partir da compreensão dos cortes deste edifício é possível entender como suas estruturas e suas conexões são executadas para compreender como a estrutura funciona em sua totalidade, facilitando a detecção das manifestações patológicas que podem surgir neste edifício (Figuras 10, 11, 12 e 13).

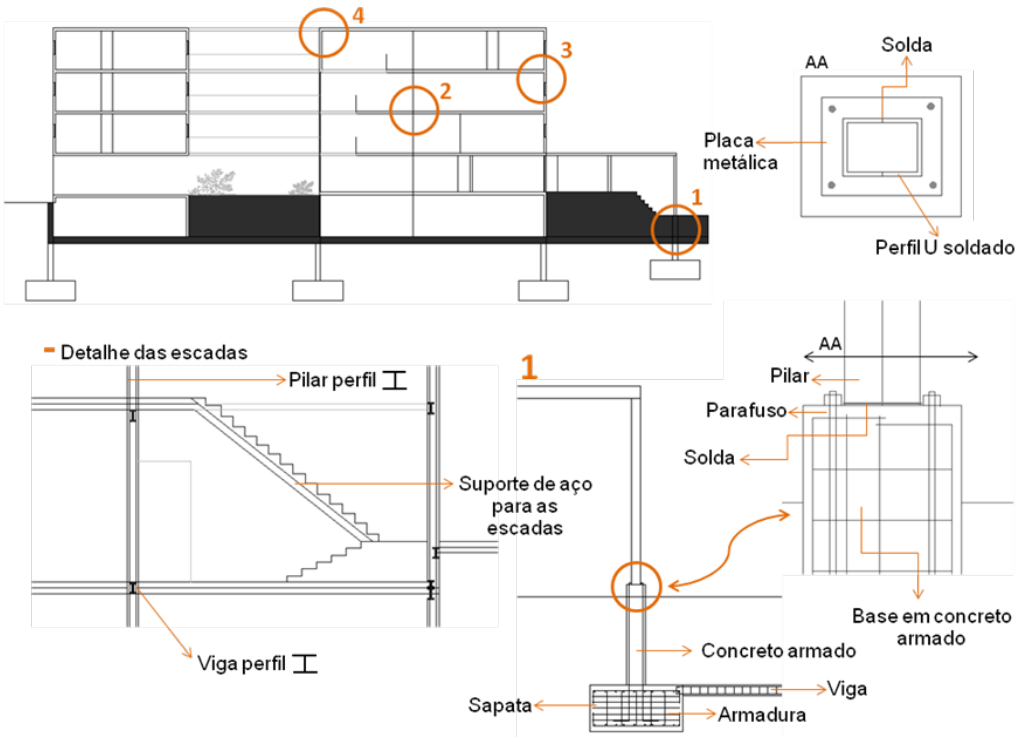


Figura 10: Detalhes da estrutura da Faculdade de Matemática.
Fonte: MARTINS, 2015.

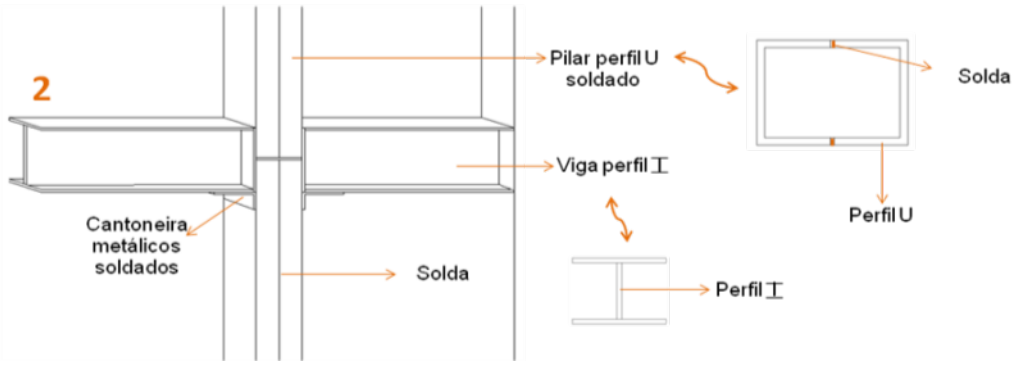


Figura 11: Detalhes da estrutura da Faculdade de Matemática.
Fonte: MARTINS, 2015.

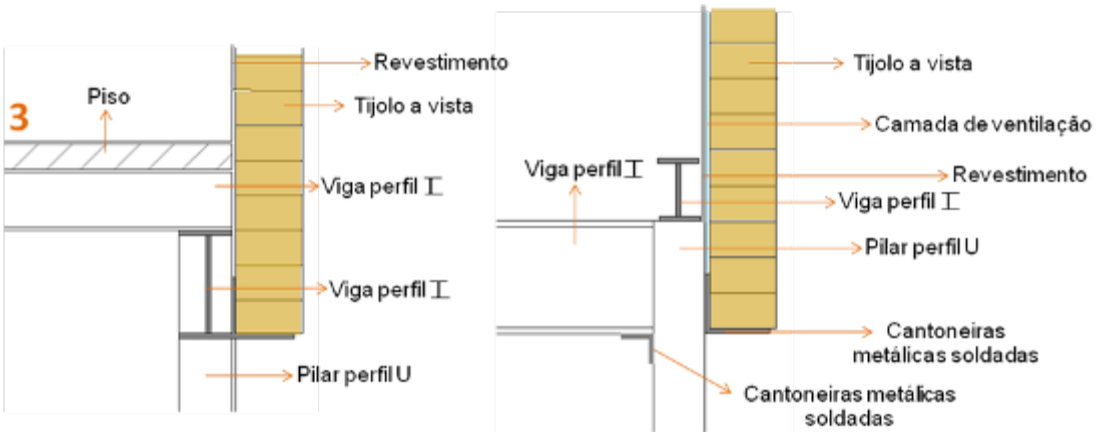


Figura 12: Detalhes da estrutura da Faculdade de Matemática.
Fonte: MARTINS, 2015.

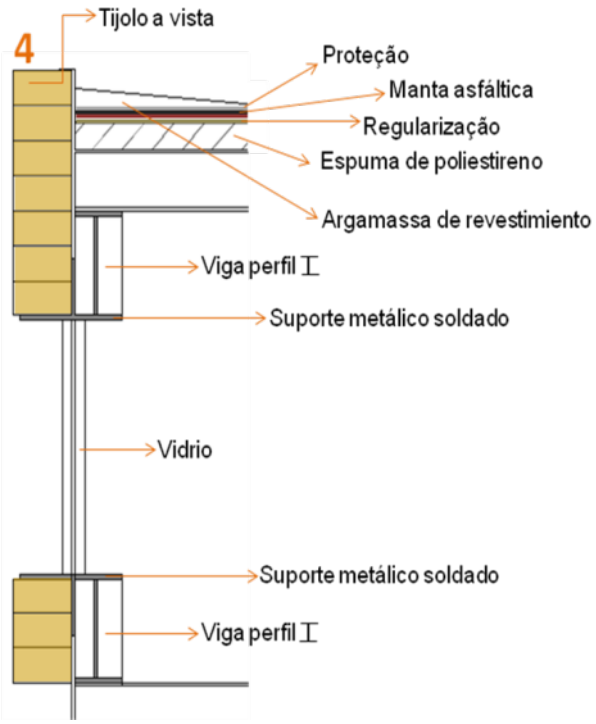


Figura 13: Detalhes da estrutura da Faculdade de Matemática.
Fonte: MARTINS, 2015.

É necessário nos atentarmos para a fundação da edificação (Figura 14), que é uma parte fundamental para a manutenção de toda a estrutura superior e, com isso, é importante que esta fundação esteja em contato com um solo adequado e resistente, de modo que não ocorra o movimento de toda a estrutura que leva ao surgimento de fissuras e outros defeitos.

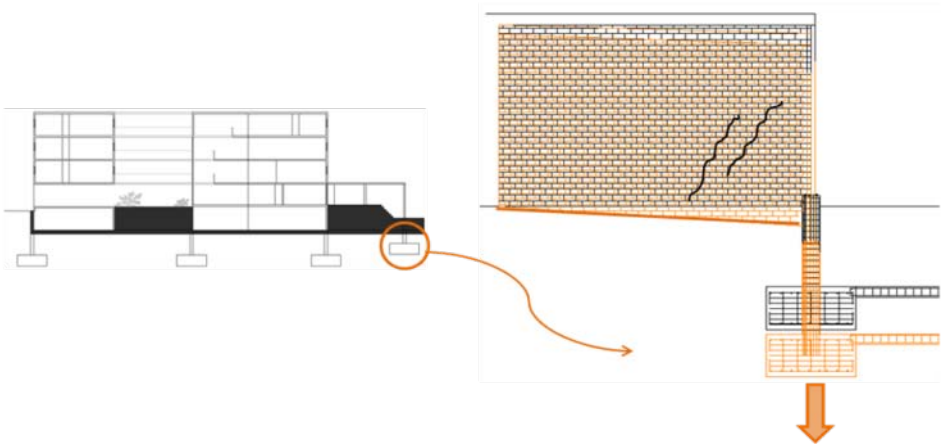


Figura 14: Detalhe de fundação e dano possível.
Fonte: MARTINS, 2015.

Os problemas relacionados à umidade são muito frequentes em edificações que não executam corretamente sua construção permitindo a ação da água, como é possível ver no caso da Figura 15, que exemplifica a ação da água na base do pilar, podendo gerar corrosão e, portanto, afetando a estrutura.

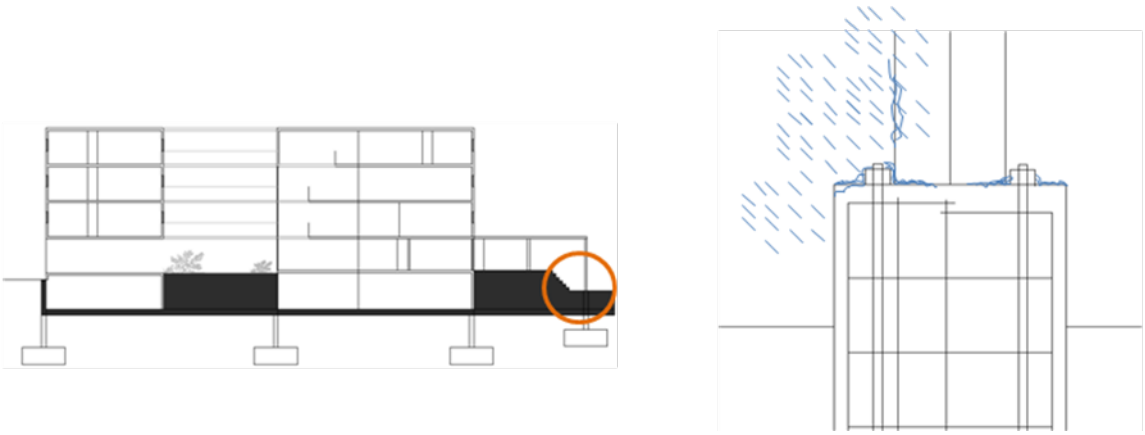


Figura 15: Problema com corrosão.
Fonte: MARTINS, 2015.

Os problemas de infiltração são muitos e podem ocorrer se a estrutura não possuir impermeabilização de boa qualidade permitindo a ação da água (Figura 16), o que é muito importante de ser bem feito nas estruturas de aço. Este edifício de aço precisa de uma cobertura muito bem impermeabilizada e bem vedada para evitar que os tipos de manifestações patológicas por consequência da umidade venham a ocorrer e que podem gerar corrosão, danificando a estrutura.

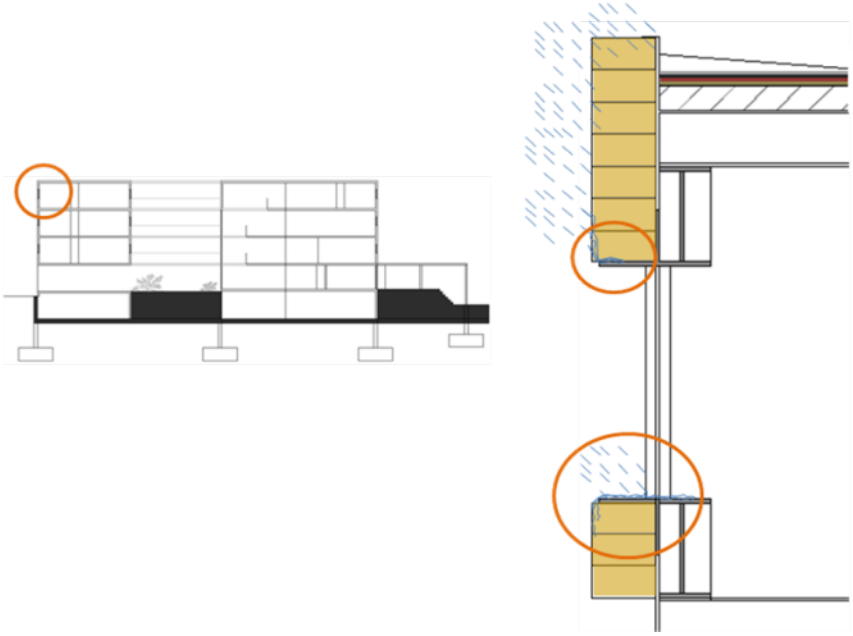


Figura 16: Problemas com umidade e infiltração.
Fonte: MARTINS, 2015.

A estrutura de aço, por ser mais delgada e transportar outras estruturas (como as de concreto armado, por exemplo) pode sofrer ações externas e perder sua estabilidade (Figura 17), e com isso, às vezes, é necessário o uso de travas para evitar esses movimentos que podem danificar toda a estrutura.

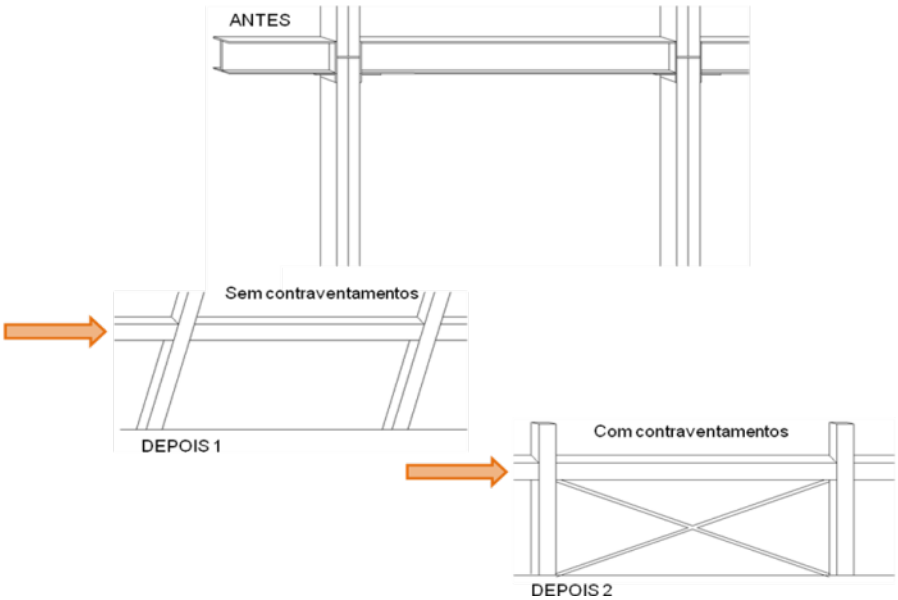


Figura 17: Movimento da estrutura.
Fonte: MARTINS, 2015.

O aço é um material com alto coeficiente de expansão térmica e, com isso, se em volume. É necessário que espaços vazios sejam projetados para que os elementos da estrutura possam se expandir e preencher esses espaços. Porém, nem sempre os projetos são realizados com o espaço necessário para o aço se expandir e, por isso, a edificação acaba sofrendo ações de sua própria estrutura, assim como quando há um elo entre dois materiais diferentes e diferentes coeficientes de expansão: um material dilata mais do que o outro e, portanto, gera falhas no material menos resistente (Figura 18).

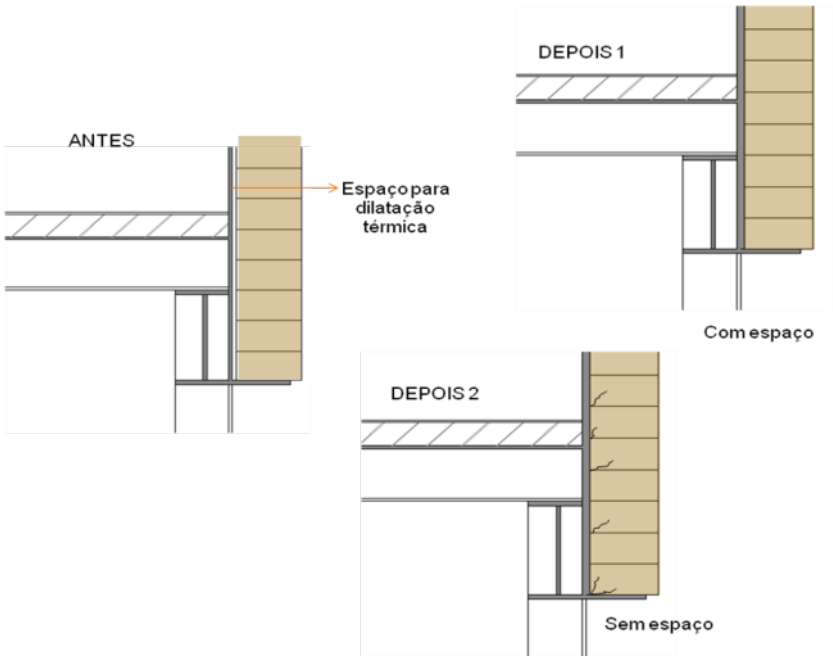


Figura 18: Movimento da estrutura.
Fonte: MARTINS, 2015.

Com base nos dados de campo, as manifestações patológicas mais evidentes nas estruturas da Faculdade de Matemática foram: corrosão na base do pilar, corrosão uniforme em vigas e pilares, corrosão por pontos em vigas e pilares, soldagem deficiente, erros de geometria e erros de montagem. A seguir, é possível observar as anomalias mais recorrentes (Figura 19,20, 21 e 22).

Figura 19: Corrosão na base do pilar.
Fonte: MARTINS, 2015.

Figura 20: Corrosão uniforme em vigas e pilares.
Fonte: MARTINS, 2015.

Figura 21: corrosão por pontos em vigas e pilares.
Fonte: MARTINS, 2015.

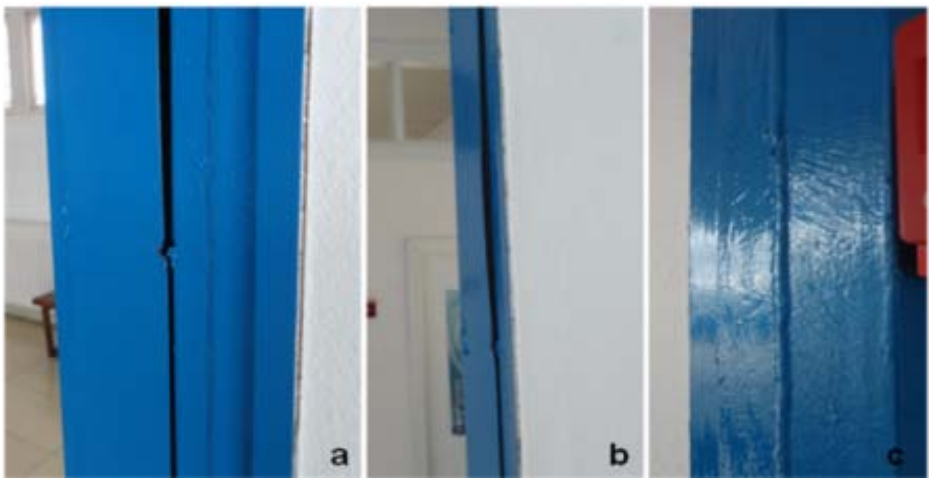


Figura 22: Soldagem deficiente.
Fonte: MARTINS, 2015.

Entre as manifestações patológicas detectadas na Faculdade de Matemática, a mais recorrente foi a corrosão uniforme que ocorreu em vários elementos da estrutura (tanto vigas quanto pilares) sendo uma anomalia que se consiste em uma camada visível de corrosão que se forma em quase que toda a extensão do perfil. É caracterizada pela perda de massa e diminuição da seção transversal da peça, podendo ocorrer principalmente devido ao contato com água, pó, ou devido a alguns agentes agressivos da própria atmosfera.

A corrosão também ocorreu por pontos e em mais de um elemento da estrutura. Diferentemente da corrosão uniforme, essa anomalia ocorre em forma de pontos que podem vir a ser altamente destrutivos, pois geram perfurações nas peças sem uma perda notável de massa e peso da estrutura, podendo provocar a ruptura do elemento.
A corrosão na base de pilar ocorreu de forma isolada e provavelmente por acúmulo de água e pó, devido ao fato do erro cometido de se deixar a base em contato direto com o piso, sendo que este pilar deveria estar sobre uma base de outro material mais resistente às ações da água, como o concreto por exemplo.
As soldagens deficientes foram detectadas nas ligações que unem os perfis que constituem os pilares e podem ter sido ocasionas devido a fatores como falta de detalhamento de projeto, falhas de execução ou ainda devido a uma mão de obra deficiente, chamando a atenção para a saliência existente, além de alguns pontos de fratura das soldas, prejudicando as uniões entre os elementos e podendo gerar anomalias mais sérias.
Depois de analisar as manifestações patológicas desta edificação em Sevilha, Espanha, foi possível perceber que na totalidade não se detectou uma grande quantidade de anomalias e as que ocorreram foram praticamente de forma isolada.

CONCLUSÃO

Diferentes manifestações patológicas foram detectadas na Faculdade de Matemática, estruturada em aço, assim como também em outros trabalhos semelhantes realizados no Brasil, o que acaba por evidenciar que esta é uma questão que afeta as estruturas em aço de uma forma global e que necessita de maior atenção e cuidados.
A sua estrutura apresentou como problema patológico mais frequente a corrosão, sendo este um dano bastante comum em estruturas de aço devido às suas características como material, e mesmo assim ocorreram de forma isolada em um ou outro elemento, mostrando ser uma edificação bem projetada, executada e com materiais de boa qualidade.
Em vista disto, percebe-se que a quantidade de anomalias detectadas nesta edificação espanhola foi pequena e de forma isolada, sendo este um indício de que em países desenvolvidos já existe uma maior preocupação com questões de qualidade, segurança e durabilidade dentro da construção civil, porém, destaca-se que ainda é necessária uma maior preocupação com as questões construtivas tanto na Espanha como no Brasil, e que mesmo que esse assunto esteja sendo cada vez mais estudado e difundido, mesmo assim muito ainda deve ser feito para melhorar as questões relacionadas aos problemas patológicos para que estes sejam menos frequentes e que não apresentem grandes prejuízos para a estrutura em sua totalidade, tendo como principal preocupação evitar os erros ainda comuns e garantir a vida útil das edificações.

Agradecimento

A FAPESP – Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo, pela concessão das bolsas de iniciação científica e de estágio de pesquisa no exterior a autora principal.

REFERÊNCIAS

[1] BROTO, C. Enciclopedia broto patologías de la construcción. Barcelona: Links Internacional, 2005. 1396 p. Disponível em: <http://higieneyseguridadlaboralcvs.files.wordpress.com/2012/07/enciclopedia_broto_de_patologias_de_la_construccion.pdf>. Acesso em janeiro de 2015.
[2] ESPINOSA y SEVILLA ESPINOSA I. V.; SEVILLA, J. B. Materiales de construcción: Metales en la edificación. 188 p. Editora C.S.V, 1999.
[3] CASTRO, A. A.; MICHALKA, C. A produção brasileira da arquitetura em aço. In: 59º Congresso Anual da Associação Brasileira de Metais – Internacional, São Paulo, 2004.
[4] SEVILLA y ESPINOSA SEVILLA, J. B.; ESPINOSA, I. V. Materiales de construcción para arquitectos y arquitectos técnicos: Metales. 255p. Editora C.S.V., 2003.
[5] CÁNOVAS CÁNOVAS, M. F. Patología y Terapéutica del hormigón armado. Tercera edición actualizada. 487p. Madrid, 1994.
[6] SIMA SIMA - Sistema de Información Multiterritorial de Andalucía. Disponível em: <http://www.juntadeandalucia.es/institutodeestadisticaycartografia/index.html>. Acesso em janeiro de 2015.
[7] SEVILLE SEVILLE. Sights Seville. 2013. Disponível em: <http://www.vacation2spain.com/regions.php?region=Seville>. Acesso em janeiro de 2015.
[8] PIECHOTTA PIECHOTTA, M. V. Edades de Sevilla: Híspalis, Isbiliya, Sevilla. 41- 58 p. Sevilla, 2002.
[9] SÁNCHEZ SÁNCHEZ, A. C. de T. Edades de Sevilla: Híspalis, Isbiliya, Sevilla. 77 - 98 p. Sevilla, 2002.
[10] VEGA, A. F. Sevilla. Caja de Arquitectos Fundación. 15 p. Sevilla, 1992
[11] ARCHIVOS ALEJANDRO DE LA SOTA ARCHIVO ALEJANDRO DE LA SOTA. Aulas y seminarios de Sevilla. 1972. Disponível em: <http://archivo.alejandrodelasota.org/es/original/project/21>. Acesso em janeiro de 2015.

CONSTRUMETAL 2019

Parte 2.

Dimensionamento Estrutural

e Softwares de Cálculo

Tema: oficial de submissão

ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE DE PÓRTICOS METÁLICOS DE VIGAS INCLINADAS SEGUNDO ABNT NBR 8800:2008 E MÉTODO NUMÉRICO

João Adryano Pereira Queiroz[1]
Thiago Dias de Araújo e Silva[2]
Adriano dos Guimarães de Carvalho[3]
Caroline Rezende Couto Luz[4]
Moacyr Salles Neto[5]
Rebeca Freitas Vasconcelos[6]

Resumo
Em análises do comportamento de estruturas metálicas são requeridas considerações dos efeitos devidos a não linearidade geométrica. Tais efeitos devem ser considerados, pois, devido aos carregamentos, a estrutura tende a se deformar e criar excentricidades, alterando os valores dos seus esforços internos. Neste artigo é avaliado a aplicabilidade das disposições da NBR 8800:2008, relativos à necessidade de contabilização dos efeitos de segunda ordem em pórticos metálicos de vigas inclinadas através da comparação entre o método simplificado B1/B2 da norma citada e análise numérica em regime elástico, realizada em quatro famílias de pórticos metálicos com vigas inclinadas. Verificou-se que o fator B2 não assume valores capazes de classificar corretamente as estruturas quanto a seus deslocamentos e ainda a existência de resultados inconsistentes quando utilizado o método simplificado.

Palavras-chave: Efeitos devidos a não linearidade geométrica; Pórticos metálicos de vigas inclinadas; Método simplificado; Análise numérica.

TÍTULO EM INGLÊS

Abstract
In the analyzes of the behavior of steel structures, considerations of the effects due to geometric non-linearity are required. Such effects must be considered, because of the loads, the structure tends to deform and create eccentricities, altering the values of their internal stresses. In this paper the applicability of the provisions of NBR 8800: 2008, regarding the necessity of accounting for the effects of second order in steel frames of inclined beams, is evaluated by comparing the simplified method B1/B2 of the cited norm and numerical analysis in elastic regime, realized in four families of steel frames with inclined beams. It was verified that the factor B2 does not assume values able to correctly classify the structures as to their displacements, and also the existence of inconsistent results when using the simplified method.

Keywords: Effects due to geometric nonlinearity; Steel frames of inclined beams; Simplified method; Numerical analysis.

[1] Engenharia Civil, bacharel, Engenheiro Civil, Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins e Brasil.
[2] Engenharia Civil, Doutor, Professor, Coordenação de Construção Civil, Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins e Brasil.
[3] Engenharia Civil, Mestre, Professor, Coordenação de Construção Civil, Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins e Brasil.
[4] Engenharia Civil, Mestre, Professora, Coordenação de Construção Civil, Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins e Brasil.
[5] Engenharia Civil, Doutor, Professor, Coordenação de Construção Civil, Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins e Brasil.
[6] Engenharia Civil, Mestre, Professor, Coordenação de Construção Civil, Instituto Federal do Tocantins, Palmas, Tocantins e Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O objetivo de uma análise estrutural é mensurar os efeitos das ações sobre a estrutura afim de se efetuarem verificações de estados-limites últimos e de serviços, conforme NBR 8800 [1], norma brasileira para projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

Devido a pesquisas no campo das propriedades físicas e mecânicas do aço, foi conduzido um desenvolvimento de estruturas metálicas cada vez mais caracterizadas por elementos lineares de esbeltez considerável, conforme Martins [5].

Assim, no aspecto da estabilidade das estruturas de aço, são requeridas verificações quanto a deslocabilidade de acordo com a classificação das estruturas quanto a sensibilidade a deslocamentos laterais, dado pela NBR 8800 [1]. Esta mesma normativa faz menção à determinação dos esforços internos solicitantes de acordo com as considerações de material e dos efeitos dos deslocamentos da estrutura. Quanto aos materiais, os esforços podem ser determinados por análise global elástica e/ou análise global plástica. Com relação aos efeitos dos deslocamentos, os esforços internos podem ser determinados por uma análise linear, com base na teoria de primeira ordem; e análise não linear, considerando os efeitos de segunda ordem, sendo necessário considerar as imperfeições geométricas e de material para a avaliação da estabilidade do pórtico.

Com relação a estes efeitos nomeados de segunda ordem, Silva et. al. [8] abordou os principais aspectos de análise e estabilidade estrutural da EN 1993-1-1 [4] e da NBR 8800 [1] para pórticos metálicos. Em seu estudo foram feitas comparações através da análise estrutural de três pórticos planos ortogonais utilizando a análise numérica e as metodologias simplificadas recomendadas por cada norma técnica. Dessa forma, foram verificadas a significante influência dos efeitos de 2ª ordem nos esforços internos e deslocamentos das estruturas, como também, a proximidade entre resultados obtidos com a norma brasileira e europeia através da análise simplificada.

Esteves [2] avaliou os efeitos de segunda ordem global em famílias de pórticos metálicos de vigas inclinadas com 2 e 3 vãos, alterando a posição dos carregamentos, com o objetivo de investigar a aplicabilidade relativas à necessidade de consideração destes efeitos seguindo as disposições do EC3 [3]. Assim, constatou-se então, que o método de amplificação dos esforços de primeira ordem do EC3 (EN 1993-1-1 [4]) não fornece estimativas precisas para os momentos fletores de 2ª ordem.

Camotim e Silvestre [9] também apresentaram resultados de estudos sobre a estabilidade e o comportamento de segunda ordem para pórticos em aço com vigas inclinadas. Foram abordados cálculos exatos e aproximados quanto a carga de bifurcação e momentos secundários para a definição de um procedimento de análise eficiente. Tais autores constataram que o comportamento não linear global da geometria do pórtico em estudo é qualitativamente diferente para cada elemento que o compõe. Além disso, concluíram que a

abordagem do EC3 (EN 1993-1-1 [4]) quanto aos efeitos de segunda ordem globais não pode ser prontamente estendida para estruturas de vigas inclinadas.

Nesse ínterim, este artigo busca avaliar a aplicabilidade e o domínio de validade das disposições do método simplificado da NBR 8800 [1] relativos à determinação e necessidade de consideração aos esforços de segunda ordem devidos a não linearidade geométrica para com pórticos compostos com vigas inclinadas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Os métodos empregados neste trabalho seguiram as mesmas considerações de Esteves [2], para o estudo de pórticos metálicos de vigas inclinadas com dois vãos. Dessa forma, nesta seção, começa-se a estudar a estabilidade linear, no seu próprio plano, de pórticos planos de vigas inclinadas com 2 vãos e sem contraventamentos laterais.

Para o estudo consideram-se pórticos com quatro combinações entre condições de apoio e de carregamentos verticais. Os pórticos são analisados com as bases dos pilares rotulados ou engastados, e ainda, sujeitos a uma carga vertical uniformemente distribuída nos dois vãos ou apenas em um deles. Portanto, os pórticos analisados são agrupados nas 4 famílias indicadas na Figura 1, e designadas por pórticos PR2 (bases rotuladas e carga nos dois vãos), PR1 (bases rotuladas e carga em um vão), PE2 (bases engastadas e carga nos dois vãos) e PE1 (bases engastadas e carga em um vão).

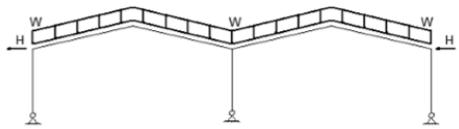
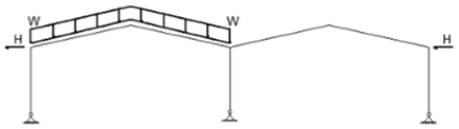
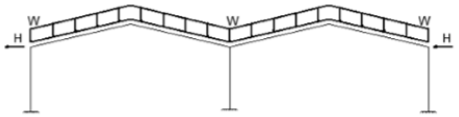
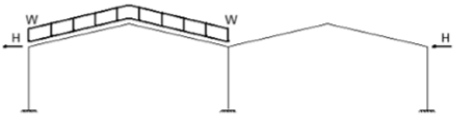
Designação	Família de Pórticos
Pórtico PR2	
Pórtico PR1	
Pórtico PE2	
Pórtico PE1	

Figura 1 - Modelos de análise (Esteves [2])

Em seguida, os efeitos de 2ª ordem são abordados nas famílias de pórticos referidas em análises de caráter elástico e geometricamente não linear, com o objetivo de investigar a aplicabilidade e o domínio de validade das disposições da NBR 8800 [1] relativas à necessidade de consideração e/ou à contabilização destes efeitos.

É importante salientar que segundo a NBR 8800 [1], os efeitos de segunda ordem poderão ser contabilizados para esforços axiais, esforços cortantes e momentos fletores. Porém, no âmbito deste trabalho, são avaliados apenas o comportamento de momento fletor mais solicitante na estrutura em análise e ainda os deslocamentos inerentes. Assim, são adotadas as seguintes hipóteses simplificativas:

- Pórticos com configurações simétricas;
- Indeformabilidade axial de todas as barras que constituem os pórticos;
- Inexistência de barras tracionadas;
- Barras com seção constante;
- Módulo de elasticidade do aço E= 210 000 MPa.

De forma sucinta, os comportamentos não lineares dos pórticos são estudados detalhadamente de forma a abordar a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem e a sua eventual contabilização através do método de amplificação dos efeitos de primeira ordem proposto na NBR 8800 [1] e aqui designado por MAES (Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes). Por conseguinte, a eficácia do método simplificado da norma brasileira é avaliada através da comparação das suas estimativas fornecidas com resultados obtidos por meio de análises geometricamente não lineares rigorosas por elementos finitos de barra, efetuadas com o programa de cálculo SAP2000 [7].

2.1 Discretização do pórtico

A discretização adotada para os pórticos analisados consideram os pilares e vigas subdivididos em 5 elementos finitos de igual comprimento como mostrado na Figura 2.

Reis e Camotim [6] afirmam que a consideração de três elementos finitos por barra pode garantir sempre resultados precisos. De forma que, a discretização empregada por Esteves [2] levará à resultados que permitem então avaliar de forma concisa a qualidade dos valores fornecidos pela metodologia simplificada abordada.

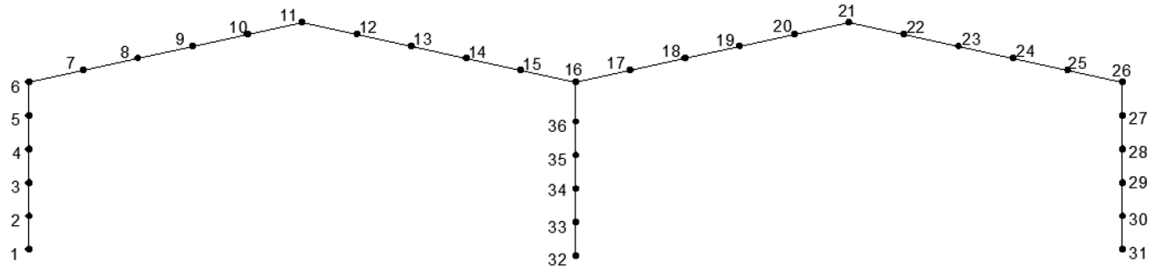


Figura 2 - Discretização dos pórticos em elementos finitos de barra (Esteves [2])

2.2 Caracterização geométrica e de carregamento

Como apresentado na Figura 3 e Figura 4, para os carregamentos inseridos nas estruturas, foram considerados uma carga vertical uniformemente distribuída ao longo dos comprimentos das vigas de um vão (carregamento assimétrico) ou ambos os vãos (carregamento simétrico) e duas cargas horizontais aplicadas com o mesmo sentido nos topos dos pilares exteriores.

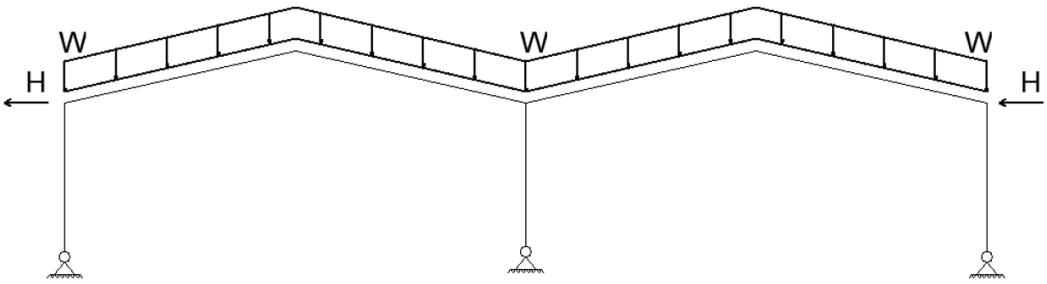


Figura 3 - Configuração de carregamento simétrico (Esteves [2])

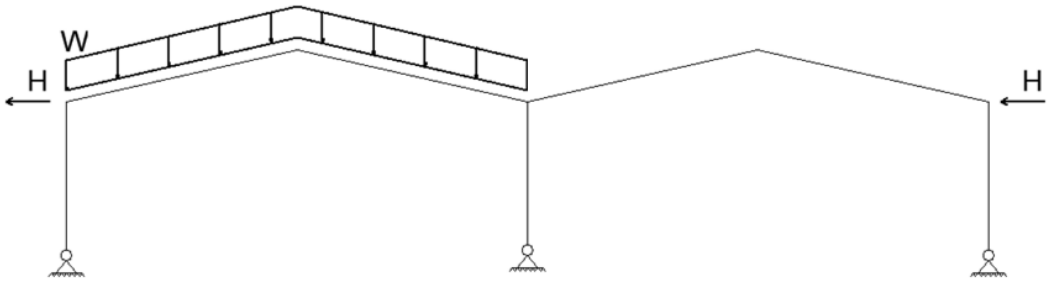


Figura 4 - Configuração de carregamento assimétrico (Esteves[2])

Esteves [2] demonstra que, para as dadas famílias de pórticos aqui avaliados, os modos de instabilidade são alcançados devido a atuação de cargas críticas que levam ao deslocamento lateral ao nível do piso. Dessa forma, Esteves [2] variou a ação de carregamentos obedecendo a relação progressiva Qcr/QEd = 4, Qcr/QEd = 8 e Qcr/QEd = 12, entre esta carga crítica (Qcr) e o esforço axial nos pilares (QEd). De forma análoga, neste trabalho, foram adotados carregamentos crescentes para as análises, retirados em análise linear no software SAP2000 [7], onde foram fixados os parâmetros críticos da relação Qcr/QEd e determinados os valores de cargas verticais (W) e horizontais (H) apresentados na Tabela 1, afim de se avaliar o comportamento das estruturas o mais próximo de suas cargas críticas de instabilidade.

Tabela 1 - Carregamentos considerados para análises

Carregamentos	W (KN/m)	H (KN)
Q1	12,8	12,8
Q2	19,3	19,3
Q3	38,7	38,7

Fonte: Elaborado pelo autor.

A caracterização geométrica foi definida conforme o estudo de Esteves [2] e está representada na Figura 6. Esta configuração fica definida se forem conhecidos os comprimentos e as inércias dos pilares e vigas apresentados na Tabela 2 de acordo às orientações da Figura 5, cujos valores se designam por Lp, Lv, Ip, Iv, respectivamente, e o ângulo que estas últimas fazem com a horizontal, designado por α.

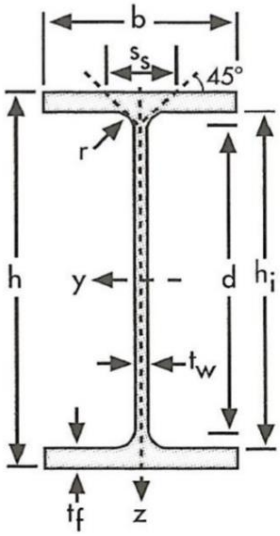


Figura 5 - Seção de perfis IPE (EURONORM 19-57[3]).

Tabela 2 – Propriedades perfis IPE utilizados.

Perfis	A (cm²)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	h_i (mm)	d (mm)	S_s (mm)	I_y (cm⁴)	I_z (cm⁴)
IPE 300	53,81	300	150	7,1	10,7	15	278,6	248,6	46,07	8.356,0	603,8
IPE 360	72,73	360	170	8,0	12,7	18	334,6	298,6	54,49	16.270,0	1.043,00
IPE 450	98,82	450	190	9,4	14,6	21	420,8	378,8	63,20	33.740,0	1.676,00

Fonte: EURONORM 19-57 [3]

Desta maneira, foram tomadas as seguintes considerações para as análises:

- Inclinação das vigas definidas em α=10°;
- Comprimento dos pilares estabelecido em Lp= 5m;
- Seção constante dos pilares sempre com perfis IPE360;
- Variação, para os diversos pórticos analisados, do comprimento do vão Lv em 20 e 30 m;
- Inércias das vigas variadas conforme a utilização de perfis IPE300, IPE360 e IPE450.

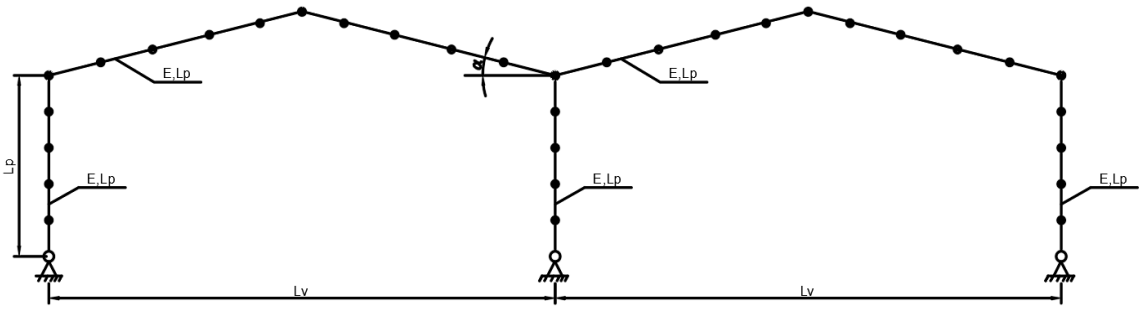


Figura 6 - Configuração geométrica dos pórticos analisados (Elaborado pelo autor).

2.3 Combinações de análises

De forma resumida, têm-se as seguintes combinações de análises, conforme Tabela 3, para cada família de pórtico analisada, onde são relevadas as configurações geométricas e de carregamento de acordo com às considerações adotadas na seção anterior.

Tabela 3 - Combinações de análises (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carregamentos	Lp (m)	Lv (m)	Pilar	Viga
1	Q1	5	20	IPE 360	IPE 300
2	Q1	5	20	IPE 360	IPE 360
3	Q1	5	20	IPE 360	IPE 450
4	Q2	5	20	IPE 360	IPE 300
5	Q2	5	20	IPE 360	IPE 360
6	Q2	5	20	IPE 360	IPE 450
7	Q3	5	20	IPE 360	IPE 300
8	Q3	5	20	IPE 360	IPE 360
9	Q3	5	20	IPE 360	IPE 450
10	Q1	5	30	IPE 360	IPE 300
11	Q1	5	30	IPE 360	IPE 360
12	Q1	5	30	IPE 360	IPE 450
13	Q2	5	30	IPE 360	IPE 300
14	Q2	5	30	IPE 360	IPE 360
15	Q2	5	30	IPE 360	IPE 450
16	Q3	5	30	IPE 360	IPE 300
17	Q3	5	30	IPE 360	IPE 360
18	Q3	5	30	IPE 360	IPE 450

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção são verificados os resultados das análises para cada família de pórticos considerada. São feitas ainda observações relativas às considerações da NBR 8800 [1] para com análises desse modelo, utilizando como embasamento os esforços e deslocamentos resultantes da análise numérica no software SAP2000 [7], por considerar que este modelo de análise realiza um estudo mais íntimo com real comportamento da estrutura.

Primeiramente, é feita a discussão dos resultados quanto aos deslocamentos laterais das estruturas, de forma a verificar suas classificações dadas relativas a esses mesmos deslocamentos, conforme item 4.9.4 da NBR 8800 [1]. Para isso, foram abordados os resultados obtidos por análise numérica por meio do software SAP2000 [7], e a sua comparação com os resultados obtidos pelo fator B2, conforme o que dispõe o item 4.9.4.8 da mesma NBR supracitada. Inicialmente, foram identificados na análise numérica os deslocamentos em metros, de primeira ordem (Δ1ª) e os deslocamentos de segunda ordem (Δ2ª). Calculou-se a relação entre eles (Δ2ª / Δ1ª) classificando a estrutura quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais de seus nós. Posteriormente, classificou-se as estruturas utilizando as formulações do anexo D da NBR 8800 [1] de acordo com o valor de B2. Por conseguinte, são verificados os resultados dos momentos fletores obtidos em análise numérica com o software SAP2000 em primeira e segunda ordem, M1ª e M2ª, respectivamente. Estes então são base de comparação com o método simplificado abordado da NBR 8800 [1], denominado MAES (Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes) para determinação dos esforços de segunda ordem.

Para o método simplificado abordado é apresentado a relação percentual da variação dos seus momentos fletores relativos aos momentos fletores fornecidos pela análise numérica. Quando essa relação se apresenta positiva, interpreta-se que o resultado de momento fletor, determinado com o método simplificado, é superior àquele determinado com a análise numérica, e então, esses resultados são tratados nas discussões como a favor da segurança. Quando essa relação se apresenta negativa, interpreta-se que o resultado de momento fletor, determinado com o método simplificado, é inferior àquele determinado com a análise numérica, e então, esses resultados são tratados nas discussões como contra a segurança.

3.1 Pórticos rotulados Famílias – PR1 e PR2

Conforme apresentado na Tabela 4 e Tabela 5, verificam-se diferenças entre os deslocamentos obtidos pela análise numérica (Δ1ª e Δ2ª) em comparação com os valores calculados de forma simplificada pela formulação do B2 (Anexo D da NBR 8800 [1]). Em parte das análises, nas famílias de pórticos com apoios rotulados PR2 e PR1, o coeficiente B2 classifica os seus deslocamentos a uma posição superior em comparação com a classificação dos deslocamentos dada pela análise numérica. São estas, as estruturas das análises 2, 3, 4, 6, 8, 10, 11, 12, 14 e 18, da família PR2, e estruturas das análises 1, 5, 7, 9 e 15, da família PR1.

No restante das estruturas em análise, o coeficiente B2 classifica os deslocamentos a uma posição análoga às classificações dada pela análise numérica. São estas, as estruturas das

análises 1, 5, 7, 9, 13, 15 e 17, da família PR2, e estruturas das análises 2, 3, 4, 6, 8, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 17 e 18, da família PR1.

Na estrutura da análise 16, da família PR2, o coeficiente B2 assume valor negativo devido ao grande deslocamento obtido em primeira ordem, impossibilitando para este caso o seu uso quanto a classificação ao deslocamento lateral. Verifica-se, ainda nesta mesma família de estruturas, que quando estas são classificadas como de grande deslocabilidade conforme análise numérica, o coeficiente B2 assume resultados elevados e incomuns. São estas, as estruturas das análises 7, 13 e 17.

Conclui-se que, em estruturas de pórticos metálicos de apoios rotulados e vigas inclinadas, com carregamentos simétrico ou assimétrico, conforme adotado neste estudo, classificar os deslocamentos laterais de forma simplificada utilizando o valor do coeficiente B2 leva a uma consideração conservadora no que se refere ao tipo de análise para a determinação dos esforços solicitantes conforme item 4.9.7 da NBR 8800 [1].

Tabela 4 - Deslocabilidades dos pórticos da família PR2 (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	Δ1ª (m)	Δ2ª (m)	Δ2ª / Δ1ª	Deslocab.	B2	Deslocab.
1	Q1	20	IPE 300	0,13	0,15	1,12	Média	1,27	Média
2	Q1	20	IPE 360	0,08	0,09	1,07	Pequena	1,16	Média
3	Q1	20	IPE 450	0,05	0,05	1,05	Pequena	1,102	Média
4	Q2	20	IPE 300	0,20	0,24	1,20	Média	1,48	Grande
5	Q2	20	IPE 360	0,12	0,13	1,11	Média	1,26	Média
6	Q2	20	IPE 450	0,08	0,08	1,07	Pequena	1,16	Média
7	Q3	20	IPE 300	0,40	0,67	1,67	Grande	2,87	Grande
8	Q3	20	IPE 360	0,24	0,31	1,28	Média	1,70	Grande
9	Q3	20	IPE 450	0,15	0,17	1,17	Média	1,39	Média
10	Q1	30	IPE 300	0,42	0,58	1,39	Média	1,93	Grande
11	Q1	30	IPE 360	0,25	0,29	1,17	Média	1,404	Grande
12	Q1	30	IPE 450	0,15	0,16	1,08	Pequena	1,22	Média
13	Q2	30	IPE 300	0,63	1,30	2,07	Grande	3,65	Grande
14	Q2	30	IPE 360	0,37	0,47	1,28	Média	1,77	Grande
15	Q2	30	IPE 450	0,22	0,25	1,13	Média	1,38	Média
16	Q3	30	IPE 300	1,25	4,16	3,32	Grande	-2,19	
17	Q3	30	IPE 360	0,73	2,33	3,20	Grande	7,68	Grande
18	Q3	30	IPE 450	0,43	0,58	1,35	Média	2,21	Grande

Tabela 5 - Deslocabilidades dos pórticos da família PR1 (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	Δ1ª (m)	Δ2ª (m)	Δ2ª / Δ1ª	Deslocab.	B2	Deslocab.
1	Q1	20	IPE 300	0,10	0,11	1,09	Pequena	1,12	Média
2	Q1	20	IPE 360	0,05	0,06	1,04	Pequena	1,07	Pequena
3	Q1	20	IPE 450	0,03	0,03	1,02	Pequena	1,05	Pequena
4	Q2	20	IPE 300	0,14	0,16	1,13	Média	1,20	Média
5	Q2	20	IPE 360	0,08	0,09	1,06	Pequena	1,12	Média
6	Q2	20	IPE 450	0,05	0,05	1,03	Pequena	1,08	Pequena
7	Q3	20	IPE 300	0,29	0,38	1,32	Média	1,49	Grande
8	Q3	20	IPE 360	0,16	0,18	1,14	Média	1,26	Média
9	Q3	20	IPE 450	0,09	0,10	1,06	Pequena	1,16	Média
10	Q1	30	IPE 300	0,31	0,42	1,37	Média	1,32	Média
11	Q1	30	IPE 360	0,17	0,20	1,15	Média	1,17	Média
12	Q1	30	IPE 450	0,09	0,10	1,06	Pequena	1,10	Pequena
13	Q2	30	IPE 300	0,46	0,80	1,74	Grande	1,57	Grande
14	Q2	30	IPE 360	0,25	0,32	1,25	Média	1,28	Média
15	Q2	30	IPE 450	0,14	0,15	1,09	Pequena	1,16	Média
16	Q3	30	IPE 300	0,91	4,82	5,31	Grande	3,71	Grande
17	Q3	30	IPE 360	0,50	0,89	1,80	Grande	1,77	Grande
18	Q3	30	IPE 450	0,27	0,33	1,21	Média	1,38	Média

Conforme apresentado na Tabela 6 e Tabela 7, verifica-se que os momentos fletores de segunda ordem obtidos de forma simplificada com o método MAES se mostram conservadores, com valores superiores aos respectivos momentos obtidos com análise numérica, de até 144,96%, na família PR2, e de até 81,42%, na família PR1. Isto é verificado devido a todos os valores positivos da coluna de relação MAES / M2ª, entre os momentos fletores obtidos por análise simplificada (MAES) e análise numérica, em ambas as famílias de estruturas.
Como esperado, verifica-se ainda, para as estruturas da Família PR2 sob efeito do mesmo carregamento Q1, Q2 ou Q3, que os momentos fletores de segunda ordem obtidos com método MAES, tendem a se aproximar dos resultados da análise numérica quanto maior for a consideração do momento de inércia da viga.

Constata-se ainda que o aumento do vão Lv para 30 metros, a implicar em uma esbeltes elevada nas vigas dos pórticos analisados, faz os momentos fletores de segunda ordem obtidos com o método simplificado MAES apresentarem valores elevados em comparação com os resultados obtidos na análise numérica.

Nas estruturas das análises 13, 16 e 17 da família PR2, conforme Tabela 6, e estrutura 16 da família PR1, conforme Tabela 7, considerando o método simplificado MAES, apura-se a inconsistência do item 4.9.7.2, desta mesma norma, no que se refere a possibilidade do uso

deste método simplificado para a determinação de esforços de segunda ordem em substituição à uma análise rigorosa em estruturas classificadas como de grande deslocabilidade. Isto é devido a tomada de esforços além da conta nestes casos quando utilizado o método MAES, o que em dimensionamentos estruturais acarretaria em superdimensionamentos e a situações antieconômicas.

Tabela 6 - Momentos solicitantes para família PR2 (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1ª (KNm)	M2ª (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2ª
1	Q1	20	IPE 300	416,28	437,42	488,10	11,59%
2	Q1	20	IPE 360	438,50	450,62	486,10	7,87%
3	Q1	20	IPE 450	489,05	496,45	533,51	7,46%
4	Q2	20	IPE 300	621,64	672,18	780,74	16,15%
5	Q2	20	IPE 360	652,41	680,34	738,68	8,58%
6	Q2	20	IPE 450	724,19	740,89	790,26	6,66%
7	Q3	20	IPE 300	1234,57	1512,58	2220,51	46,80%
8	Q3	20	IPE 360	1290,83	1416,99	1632,63	15,22%
9	Q3	20	IPE 450	1425,99	1496,54	1619,52	8,22%
10	Q1	30	IPE 300	890,39	1055,04	1461,09	38,49%
11	Q1	30	IPE 360	851,09	930,15	1113,52	19,71%
12	Q1	30	IPE 450	916,80	957,08	1073,68	12,18%
13	Q2	30	IPE 300	1329,00	1850,13	3324,07	79,67%
14	Q2	30	IPE 360	1266,03	1458,11	1894,78	29,95%
15	Q2	30	IPE 450	1356,95	1449,36	1654,12	14,13%
16	Q3	30	IPE 300	2638,07	3325,82	5384,74	61,91%
17	Q3	30	IPE 360	2504,44	4184,66	10250,54	144,96%
18	Q3	30	IPE 450	2670,62	3097,66	4011,39	29,50%

Tabela 7 - Momentos solicitantes para família PR1 (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1ª (KNm)	M2ª (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2ª
1	Q1	20	IPE 300	406,43	423,71	450,45	6,31%
2	Q1	20	IPE 360	379,77	388,68	410,73	5,67%
3	Q1	20	IPE 450	357,49	361,52	386,87	7,01%
4	Q2	20	IPE 300	606,79	646,58	692,05	7,03%
5	Q2	20	IPE 360	565,23	585,28	615,68	5,19%
6	Q2	20	IPE 450	525,83	534,77	576,13	7,73%
7	Q3	20	IPE 300	1204,80	1380,12	1544,69	11,92%
8	Q3	20	IPE 360	1118,75	1201,61	1279,89	6,52%
9	Q3	20	IPE 450	1028,24	1063,79	1176,16	10,56%

Tabela 7 - Momentos solicitantes para família PR1 (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1ª (KNm)	M2ª (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2ª
10	Q1	30	IPE 300	857,88	1017,10	1184,61	16,47%
11	Q1	30	IPE 360	824,69	902,25	991,46	9,89%
12	Q1	30	IPE 450	776,36	814,42	875,06	7,45%
13	Q2	30	IPE 300	1279,97	1719,81	2102,28	22,24%
14	Q2	30	IPE 360	1226,22	1413,79	1573,50	11,30%
15	Q2	30	IPE 450	1145,18	1232,47	1317,91	6,93%
16	Q3	30	IPE 300	2539,76	5712,25	10363,00	81,42%
17	Q3	30	IPE 360	2424,61	3508,29	4058,22	15,68%
18	Q3	30	IPE 450	2245,98	2639,04	2903,82	10,03%

3.2 Pórticos engastados Famílias – PE2 e PE1

Verifica-se na Tabela 8 e Tabela 9, que em parte das estruturas analisadas, o coeficiente B2 classifica os seus deslocamentos em uma posição inferior quando comparado com a classificação dos deslocamentos dada por meio da análise numérica. São estas, as estruturas das análises 4, 11, 13, 15 e 17, da família PE2, e estruturas das análises 4, 7, 8, 10, 11, 14, 15, 17 e 18, da família PE1.

Na estrutura da análise 13, da família PE1, o coeficiente B2 classifica o seu deslocamento lateral duas posições inferiores em comparação com a classificação dada pela análise numérica. Nas análises restantes, o coeficiente B2 classifica os seus deslocamentos em uma posição análoga às classificações dadas através da análise numérica. São estas, as estruturas das análises 1, 2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16 e 18, da família PE2, e estruturas das análises 1, 2, 3, 5, 6, 9, 12 e 16, da família PE1.

Conclui-se, que em pórticos metálicos de apoios engastados e vigas inclinadas, com carregamentos simétricos ou assimétricos, conforme adotado neste estudo, não pode ser feito a classificação da deslocabilidade lateral utilizando o coeficiente B2, contrariando então o item 4.9.4.8 da NBR 8800 [1], devido a condição contra a segurança oferecida por este coeficiente, no que se refere ao tipo de análise para determinação de esforços solicitantes conforme item 4.9.7 da mesma norma.

Tabela 8 - Deslocabilidades dos pórticos da família PE2 (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	Δ1ª (m)	Δ2ª (m)	Δ2ª / Δ1ª	Deslocab.	B2	Deslocab.
1	Q1	20	IPE 300	0,07	0,07	1,07	Pequena	1,05	Pequena
2	Q1	20	IPE 360	0,04	0,05	1,04	Pequena	1,03	Pequena
3	Q1	20	IPE 450	0,03	0,03	1,02	Pequena	1,03	Pequena
4	Q2	20	IPE 300	0,10	0,12	1,11	Média	1,07	Pequena
5	Q2	20	IPE 360	0,07	0,07	1,05	Pequena	1,05	Pequena

Tabela 8 - Deslocabilidades dos pórticos da família PE2 (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	Δ1ª (m)	Δ2ª (m)	Δ2ª / Δ1ª	Deslocab.	B2	Deslocab.
6	Q2	20	IPE 450	0,04	0,04	1,03	Pequena	1,04	Pequena
7	Q3	20	IPE 300	0,21	0,26	1,26	Média	1,16	Média
8	Q3	20	IPE 360	0,13	0,15	1,11	Média	1,11	Média
9	Q3	20	IPE 450	0,08	0,09	1,06	Pequena	1,08	Pequena
10	Q1	30	IPE 300	0,20	0,26	1,33	Média	1,104	Média
11	Q1	30	IPE 360	0,13	0,15	1,14	Média	1,08	Pequena
12	Q1	30	IPE 450	0,09	0,09	1,07	Pequena	1,05	Pequena
13	Q2	30	IPE 300	0,29	0,56	1,90	Grande	1,17	Média
14	Q2	30	IPE 360	0,20	0,24	1,24	Média	1,12	Média
15	Q2	30	IPE 450	0,13	0,14	1,104	Média	1,08	Pequena
16	Q3	30	IPE 300	0,58	0,70	1,20	Média	1,398	Média
17	Q3	30	IPE 360	0,39	0,82	2,11	Grande	1,27	Média
18	Q3	30	IPE 450	0,25	0,31	1,25	Média	1,18	Média

Tabela 9 - Deslocabilidades dos pórticos da família PE1 (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	Δ1ª (m)	Δ2ª (m)	Δ2ª / Δ1ª	Deslocab.	B2	Deslocab.
1	Q1	20	IPE 300	0,05	0,06	1,07	Pequena	1,02	Pequena
2	Q1	20	IPE 360	0,03	0,03	1,03	Pequena	1,02	Pequena
3	Q1	20	IPE 450	0,02	0,02	1,01	Pequena	1,01	Pequena
4	Q2	20	IPE 300	0,08	0,09	1,11	Média	1,03	Pequena
5	Q2	20	IPE 360	0,05	0,05	1,05	Pequena	1,03	Pequena
6	Q2	20	IPE 450	0,03	0,03	1,03	Pequena	1,02	Pequena
7	Q3	20	IPE 300	0,15	0,19	1,27	Média	1,07	Pequena
8	Q3	20	IPE 360	0,10	0,11	1,12	Média	1,05	Pequena
9	Q3	20	IPE 450	0,06	0,06	1,05	Pequena	1,04	Pequena
10	Q1	30	IPE 300	0,15	0,21	1,36	Média	1,05	Pequena
11	Q1	30	IPE 360	0,10	0,12	1,15	Média	1,04	Pequena
12	Q1	30	IPE 450	0,06	0,07	1,07	Pequena	1,03	Pequena
13	Q2	30	IPE 300	0,23	0,54	2,38	Grande	1,08	Pequena
14	Q2	30	IPE 360	0,15	0,19	1,27	Média	1,06	Pequena
15	Q2	30	IPE 450	0,09	0,10	1,12	Média	1,04	Pequena
16	Q3	30	IPE 300	0,45	0,54	1,20	Média	1,17	Média
17	Q3	30	IPE 360	0,29	0,65	2,21	Grande	1,12	Média
18	Q3	30	IPE 450	0,18	0,24	1,29	Média	1,08	Pequena

Verifica-se, para estas famílias de estruturas, conforme Tabela 10 e Tabela 11, que em parte das análises, os momentos fletores de segunda ordem obtidos com método simplificado MAES, se mostram conservadores, com valores superiores aos momentos obtidos pela análise numérica de até 29,60%, na família PE2, e de até 10,17%, na família PE1. São essas, as estruturas das análises 1, 2, 3, 5, 6, 8, 9, 12, 15, 16 e 18, da família PE2, e estruturas das análises 2, 3, 5, 6, 8, 9, 12, 15, 16 e 18, da família PE1.

Nas análises restantes de ambas as famílias, os momentos fletores de segunda ordem obtidos através do método simplificado MAES resultam valores contra a segurança, inferiores aos momentos obtidos por análise numérica (M2ª), de até -32,66%, na família PE2, e de até -47,36%, na família PE1. São essas, as estruturas das análises 4, 7, 10, 11, 13, 14 e 17, da família PE2, e estruturas das análises 1, 4, 7, 10, 11, 13, 14 e 17, da família PE1.

Conclui-se, que em pórticos metálicos de apoios engastados e vigas inclinadas, com carregamentos simétricos ou assimétricos, conforme adotado neste estudo, a metodologia simplificada da NBR 8800 [1] é falha para a determinação destes momentos fletores de modo seguro.

Tabela 10 - Momentos solicitantes para família PE2 (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1ª (KNm)	M2ª (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2ª
1	Q1	20	IPE 300	444,40	469,36	475,59	1,33%
2	Q1	20	IPE 360	348,98	356,61	379,74	6,49%
3	Q1	20	IPE 450	402,62	407,20	434,03	6,59%
4	Q2	20	IPE 300	663,54	722,19	717,2	-0,69%
5	Q2	20	IPE 360	518,92	536,23	570,2	6,34%
6	Q2	20	IPE 450	596,86	606,00	638,28	5,33%
7	Q3	20	IPE 300	1317,59	1599,09	1499,5	-6,23%
8	Q3	20	IPE 360	1026,12	1099,31	1194,8	8,69%
9	Q3	20	IPE 450	1172,61	1213,29	1274,9	5,08%
10	Q1	30	IPE 300	1093,42	1386,96	1228,5	-11,42%
11	Q1	30	IPE 360	855,86	953,76	946,61	-0,75%
12	Q1	30	IPE 450	702,15	729,55	808,87	10,87%
13	Q2	30	IPE 300	1631,89	2787,56	1903,5	-31,71%
14	Q2	30	IPE 360	1272,98	1518,27	1435,7	-5,44%
15	Q2	30	IPE 450	1038,90	1101,94	1232,8	11,87%
16	Q3	30	IPE 300	3239,01	3389,49	4392,6	29,60%
17	Q3	30	IPE 360	2517,94	4626,21	3115,4	-32,66%
18	Q3	30	IPE 450	2043,98	2336,17	2786,5	19,28%

Tabela 11 - Momentos solicitantes para família PE1 (Elaborado pelo autor).

Nº Análise	Carr.	Vão Lv (m)	Perfil viga	M1ª (KNm)	M2ª (KNm)	MAES (KNm)	MAES / M2ª
1	Q1	20	IPE 300	374,50	395,72	394,31	-0,36%
2	Q1	20	IPE 360	346,49	355,48	373,14	4,97%
3	Q1	20	IPE 450	332,66	337,51	360,54	6,82%
4	Q2	20	IPE 300	558,14	608,12	586,09	-3,62%
5	Q2	20	IPE 360	515,41	535,85	558,60	4,25%
6	Q2	20	IPE 450	490,37	501,17	525,34	4,82%
7	Q3	20	IPE 300	1106,23	1348,72	1178,34	-12,63%
8	Q3	20	IPE 360	1019,56	1106,69	1151,16	4,02%
9	Q3	20	IPE 450	961,07	1005,01	1034,84	2,97%
10	Q1	30	IPE 300	921,40	1193,71	992,65	-16,84%
11	Q1	30	IPE 360	731,13	822,92	786,76	-4,39%
12	Q1	30	IPE 450	688,09	725,84	776,88	7,03%
13	Q2	30	IPE 300	1372,51	2834,00	1491,71	-47,36%
14	Q2	30	IPE 360	1084,91	1319,66	1166,09	-11,64%
15	Q2	30	IPE 450	1018,47	1106,34	1172,79	6,01%
16	Q3	30	IPE 300	2718,91	2833,59	3114,60	9,92%
17	Q3	30	IPE 360	2140,82	4051,08	2364,56	-41,63%
18	Q3	30	IPE 450	2004,52	2430,94	2678,06	10,17%

4 CONCLUSÃO

Os resultados apresentados confirmam a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem devido o resultado dos momentos fletores solicitantes em análises de segunda ordem apresentarem maiores resultados que os determinados em análise de primeira ordem.

Verifica-se que para as estruturas analisadas o fator B2 não consegue assumir valores coerentes para classificar as estruturas quanto às sensibilidades aos deslocamentos laterais, sugerindo então a revisão do que trata a NBR 8800 [1] no item 4.9.4.8, quando na consideração de pórticos metálicos de vigas inclinadas.

Quanto ao método simplificado MAES abordado na NBR 8800 [1] para determinação dos esforços de segunda ordem, verificou a existência de inconsistências devido este apresentar resultados ora muito conservadores, para os pórticos de apoios rotulados, e ora contra a segurança, para pórticos tomados com apoios engastados. Devido a esses resultados muito conservadores, é sugerido a revisão do item 4.9.7.2 da NBR 8800 [1], no que se refere a utilização do método simplificado em lugar de uma análise rigorosa para a determinação dos momentos fletores de segunda ordem em pórticos de vigas inclinadas, podendo acarretar nessas estruturas o exagero de considerações devido a possíveis superdimensionamentos.

Com os resultados obtidos fica clara a necessidade de estudos mais aprofundados para a obtenção de uma metodologia simplificada que detenha resultados mais exatos que o método adotado atualmente com relação aos valores reais de esforços solicitantes, fazendo assim anexação à norma vigente e a sua consequente melhoria no que se referir a análises de pórticos metálicos de vigas inclinadas.

Agradecimentos

Os autores são gratos ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins (IFTO), pelo suporte ao desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

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

2 ESTEVES, N. M. C. Estabilidade, Comportamento não linear e dimensionamento de pórticos metálicos de travessas inclinadas com 2 e 3 vãos. 2014. 163 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia Universidade de Coimbra, Coimbra, 2014.

3 Euronormes: European I beams (Euronorm 19-57).

4 European Committee for Standardization (CEN). EN 1993-1-1, EUROCODE 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2010.

5 MARTINS, João Guerra. Estruturas Metálicas: EC3 - Parte 1.1. Ed. 04. Porto: Notas de aula, 2011.

6 REIS, Antônio; CAMOTIM, Dinar. Estabilidade e Dimensionamento de Estruturas. Lisboa: Orion, 2012.

7 SAP2000: Computers and Structures – v. 16.0.0, 2013.

8 SILVA, T. D. de A. e. et.al. Análise estrutural de pórticos: Estudo comparativo entre Eurocódigo EN 1993-1-1 e ABNT NBR 8800:2008. Revista da Estrutura de Aço, v. 05, n. 01, p. 59-78, 2016.

9 SILVESTRE, Nuno; CAMOTIM, Dinar. Elastic buckling and second-order behaviour of pitched-roof steel frames. Journal of Constructional Steel Research. Ed. 63: p. 804-818, 2007.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ANÁLISE COMPARATIVA DOS MÉTODOS CLÁSSICOS PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO DE PERFIS FORMADOS A FRIO À LUZ DA ABNT NBR 14762:2010*

Matheus Rocha[1]
Lucas Fadini Favarato[2]

Resumo
Nas últimas décadas, percebe-se um forte crescimento na utilização de estruturas de aço na construção civil. As vantagens associadas a esse sistema estrutural são: facilidade de montagem, maior precisão dimensional, menor peso próprio dos elementos construtivos e significativa redução na geração de resíduos nos canteiros de obra. Além dos tradicionais perfis laminados e soldados, observa-se uma demanda por perfis obtidos pelo dobramento de chapas finas ou perfis formados a frio (PFF) em obras de pequeno a médio porte. Essa preferência está associada à sua elevada relação massa/resistência, variedade de seções transversais disponíveis para projeto, leveza e facilidade de manuseio e estoque. Neste contexto, este estudo propõe uma análise teórico-comparativa acerca dos três principais métodos para dimensionamento de PFF conforme a ABNT NBR 14762:2010 – Método da Largura Efetiva (MLE), Método da Seção Efetiva (MSE) e Método da Resistência Direta (MRD). Assim, a resistência de diferentes elementos é analisada à luz de cada teoria clássica. Os resultados obtidos permitem validar a eficácia e simplicidade do MRD em relação aos demais procedimentos.

Palavras-chave: Perfis Formados a Frio; Análise Comparativa; Dimensionamento.

A COMPARATIVE ANALYSIS OF THE CLASSICAL METHODS FOR THE DESIGN OF COLD-FORMED STEEL STRUCTURES ACCORDING TO ABNT NBR 14762:2010

Abstract
In recent decades, a strong growth in the use of steel structures in civil construction was noted. The advantages associated with this structural system are: simplified assembly, greater dimensional precision, lower weight of the building elements and a significant reduction in waste generation. In addition to the traditional rolled and welded profiles, there is a demand for profiles obtained from folding of thin steel sheets or cold formed steel profiles (CFS), in small to medium size works. This preference is associated with its high mass/resistance ratio, variety of cross sections available for design, lightness and ease of handling and stocking. In this context, this study proposes a theoretical-comparative analysis of the three main methods for the design of CFS according to ABNT NBR 14762: 2010 - Effective Width Method, Effective Section Method and Direct Strength Method (DSM). Thus, the resistance of different elements is analyzed in accordance with each classical theory. The results obtained allow for the validation of the efficacy and simplicity of DSM in relation to the other procedures.

Keywords: Cold-formed Profiles; Comparative Analysis; Design.

[1] Mestrando em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP – Brasil.
E-mail: rocha.matheus@usp.br
[2] Mestrando em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES – Brasil.
E-mail: lucasffavarato@gmail.com

1 INTRODUÇÃO

As estruturas metálicas vêm recebendo cada vez mais destaque enquanto sistema estrutural no Brasil e no mundo, fato associado à suas vantagens em relação ao concreto armado, tais como canteiros de obra mais enxutos e com menor uso de água, menor prazo de execução dos projetos e custo reduzido para fundações, entre outros. Neste contexto, convém destacar o uso de perfis leves em construções metálicas, devido à alta resistência do material e geometrias de seções que propiciam elevados momentos de inércia.

Nesse contexto, conforme Gilio [1], é possível promover uma alteração geométrica de chapas finas. Assim, são obtidas seções otimizadas, com elevada relação inércia/peso. Esses perfis são obtidos a partir de um processo de conformação a frio, e, desse modo, são obtidos os perfis formados a frio (PFF). Por outro lado, ocorre redução significativa da espessura dessas chapas, o que propicia a ocorrência de fenômenos de instabilidade. Reis e Camotim [2] ainda destacam o frequente uso da Teoria da Estabilidade Estrutural em manuais e normas de dimensionamento desses perfis.

Nos perfis formados a frio, fenômenos de instabilidade local, global e por distorção são os principais fatores limitantes à resistência estrutural de elementos comprimidos ou submetidos à flexão. Nesse contexto, diversos métodos de dimensionamento estrutural para PFF foram propostos, considerando os referidos estados-limites últimos. Winter [3] executa diversos ensaios e propõe uma metodologia de cálculo a partir da largura efetiva da seção transversal. Winter [4], por sua vez, propõe o método conhecido como Método da Largura Efetiva.

Por outro lado, o Método da Resistência Direta, conforme Schafer [5], consiste em determinar esforços solicitantes associados às flambagens possíveis de ocorrência em estruturas de perfis formados a frio, correspondentes aos modos de flambagem local, distorcional e global. Com base nesses parâmetros, é possível aferir diretamente a resistência última de um elemento.

Outro método de destaque para o dimensionamento de PFF é o Método da Seção Efetiva. Proposto por Batista [6], este método define a resistência do perfil a partir dos valores solicitantes para instabilidade local da seção, combinado com formulações calibradas para vigas e pilares. Este método faz uso das equações de resistência usadas no Método da Resistência Direta.

Diante desse cenário, o presente trabalho possui como objetivo apresentar e comparar os resultados obtidos pela aplicação dessas três metodologias de cálculo. Para tanto, são utilizados dois exemplos: uma coluna comprimida e uma viga sujeita a flexão.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Serão descritos os três métodos de cálculo usados neste trabalho, com base nas disposições da NBR 14762 [7]. Desse modo, são citadas as prescrições normativas pertinentes aos exemplos avaliados. As explicações teóricas acerca do Método da Largura Efetiva e Método da Seção Efetiva são baseadas em Lubas *et al.* [8].

Primeiramente, elemento é a nomenclatura adotada para cada uma das chapas componentes do perfil. Além disso, definem-se as condições de contorno para cada um dos elementos no perfil. Elementos AA (apoiados-apoiados) são aqueles em que há outros elementos conectados em suas extremidades. Já os elementos AL (apoiados-livres) são aqueles em que apenas uma das extremidades é conectada a outro elemento (Figura 1).

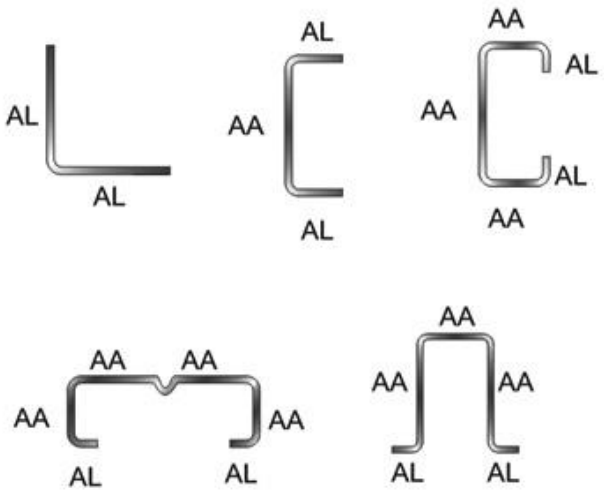


Figura 1: Condições de contorno em elementos de perfis formados a frio.
Fonte: Lubas *et al.* [8]

2.1 Método da Largura Efetiva

O método da largura efetiva pressupõe substituir o diagrama de distribuição de tensões atuantes no elemento da chapa, não uniforme, por um equivalente uniforme ao longo de uma largura efetiva. Desse modo, essa largura efetiva é tal que o esforço total atuante seja equivalente ao produto da largura efetiva pela tensão de escoamento.

Assim, a primeira etapa do método consiste em determinar a tensão crítica de flambagem global associada ao perfil, de acordo com a solicitação atuante. Para o caso de perfis em compressão, essa tensão é obtida a partir do índice de esbeltez reduzido. Esse índice é calculado a partir das premissas de dimensionamento de perfis metálicos submetidos a compressão. Considerando perfis duplamente simétricos, a determinação da força crítica de flambagem é definida pelas Equações 1, 2 e 3.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(k_x L_x)^2} \qquad (1)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(k_y L_y)^2} \qquad (2)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2}\left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L_z)^2} + GJ\right] \qquad (3)$$

Em que E é o Módulo de Elasticidade Longitudinal, I_x e I_y são os momentos de inércia pelos eixos x e y, respectivamente, k_xL_x, k_yL_y e k_zL_z são os comprimentos de flambagem nos eixos correspondentes, r_0 é o raio de giração polar da seção bruta, C_w é a constante de empenamento, G é o Módulo de Elasticidade Transversal e J é o momento de inércia à torção.

Com a força axial de instabilidade global, é calculado o índice de esbeltez reduzido λ_0, conforme Equação 4.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_e}} \qquad (4)$$

Em que A_g é a área bruta da seção, f_y é a tensão de escoamento e N_e é o menor valor dentre as cargas críticas de flambagem global.

A partir do índice de esbeltez reduzido, é calculado o fator de redução decorrente da instabilidade global χ, a partir da Equação 5.

$$\chi = 0{,}658^{\lambda_0^2}, para\ \lambda_0 \leq 1{,}5$$
$$\chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2} \qquad (5)$$

Com isso, é determinada a tensão normal de cálculo, de acordo com a Equação 6.

$$\sigma = \chi f_y \qquad (6)$$

Uma vez obtida a tensão normal atuante, é calculada a largura efetiva dos elementos. Como etapa intermediária, calcula-se o índice de esbeltez reduzido λ_p a partir da Equação 7. O coeficiente k é o coeficiente de flambagem local, e definido de acordo com a vinculação do elemento (AA ou AL) e t é a espessura do elemento.

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0{,}95\sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \qquad (7)$$

Para $\lambda_p \leq 0{,}673$, a largura efetiva b_{ef} é a própria largura do elemento. Caso contrário, ela é calculada de acordo com a Equação 8.

$$b_{ef} = \frac{b}{\lambda_p}\left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_p}\right) \qquad (8)$$

A presença de enrijecedor de borda requer a análise de sua efetividade pelo Método das Larguras Efetivas. Essa avaliação é atendida caso o índice λ_p deste elemento for superior a 0,673. Para o cálculo da largura efetiva do enrijecedor, é necessário calcular o momento de inércia de referência deste, e ele deve atender à especificação da Equação 9.

$$I_a = 399t^4\left[0{,}487\lambda_{p0} - 0{,}328\right]^3 \leq t^4\left[56\lambda_{p0} + 5\right] \quad (9)$$

É necessário também determinar o momento de inércia do enrijecedor, a partir da Equação 10.

$$I_s = \frac{td^3 \operatorname{sen}^2\theta}{12} \quad (10)$$

Em que d é a largura do enrijecedor, e θ é o menor ângulo formado com a horizontal.

Assim, é calculado o coeficiente de flambagem local do enrijecedor, dependente da relação $\frac{D}{b}$. Para tanto, é utilizada a Equação 11.

$$\begin{gathered} \frac{D}{b} \leq 0{,}25: k = 3{,}57\left(\frac{I_s}{I_a}\right)^n + 0{,}43 \leq 4 \\ 0{,}25 < \frac{D}{b} < 0{,}8L: k = \left(4{,}82 - 5\frac{D}{b}\right)\left(\frac{I_s}{I_a}\right)^n \end{gathered} \quad (11)$$

Deve-se adotar I_s/I_a menor ou igual a 1, e n é calculado de acordo com a Equação 12.

$$n = 0{,}582 - 0{,}122\lambda_{p0} \quad (12)$$

Assim, é possível utilizar a Equação 7 para determinar a largura efetiva do enrijecedor.

Desse modo, é calculada a área efetiva do perfil de aço, a partir da soma das áreas pertencentes às larguras efetivas. Com essa área A_{ef} calculada, a Equação 13 é utilizada, de modo a calcular a força de compressão resistente de cálculo.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{1{,}20} \quad (13)$$

Para o caso de vigas submetidas a flexão, busca-se o momento fletor resistente de cálculo. Esse momento é o menor entre:

- Momento de início de escoamento na fibra mais solicitada;

- Momento de cálculo associado à instabilidade lateral com torção;

- Momento de cálculo associado à instabilidade distorcional.

Para o momento de início de escoamento, é utilizada a Equação 14.

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} f_y}{1{,}10} \quad (14)$$

Em que W_{ef} é o módulo resistente elástico da seção efetiva, calculado a partir das larguras efetivas. Destaca-se que para o cálculo das larguras efetivas, o procedimento é análogo ao apresentado para a compressão. Contudo, é necessário determinar as tensões atuantes nas extremidades de cada elemento e calcular seu coeficiente de flambagem local a partir dos casos prescritos na Tabela 6 da ABNT NBR 14762 [7].

Para a instabilidade global com torção, é calculado o momento resistente a partir do uso do fator de redução associado a este fenômeno, denotado por χ_{FLT}. Este fator depende do índice de esbeltez reduzido λ_0, que é calculado pela Equação 15.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_C f_y}{M_e}} \qquad (14)$$

Em que W_C é o módulo resistente elástico da seção bruta e M_e é o momento crítico associado à instabilidade lateral com torção. Esse momento é calculado considerando o tipo de seção e o tipo de diagrama de momentos fletores solicitantes. Contudo, por simplicidade e a favor da segurança, considera-se diagrama constante, o que leva ao C_b ser 1. Além disso, as seções analisadas neste trabalho são simétricas em torno do eixo de flexão. Assim, o momento crítico é calculado de acordo com a Equação 15.

$$M_e = C_b r_0 \sqrt{N_{ey} N_{ez}} \qquad (15)$$

A partir desses dados, o fator de redução é calculado conforme a Equação 16.

$$\chi_{FLT} = 1{,}0, para\ \lambda_0 \geq 0{,}6$$

$$\chi_{FLT} = 1{,}11(1 - 0{,}278\lambda_0^2), para\ 0{,}6 < \lambda_0 < 1{,}336 \qquad (16)$$

$$\chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2}$$

Com isso, o momento fletor resistente associado à FLT é calculado conforme a Equação 17.

$$M_{Rd2} = \frac{\chi_{FLT} W_{ef} f_y}{1{,}10} \qquad (17)$$

O momento fletor associado ao estado limite de flambagem distorcional pode ser calculado a partir do software CUFSM [9], o qual utiliza o Método das Faixas Finitas, ou por algum método alternativo baseado na análise da estabilidade elástica, como via Método dos Elementos Finitos.

2.2. Método das Seções Efetivas

No Método da Seção Efetiva, a área efetiva e o módulo resistente elástico efetivo são calculados de maneira distinta ao Método da Largura Efetiva. Contudo, uma vez determinadas as áreas efetivas, é possível utilizar as equações apresentadas no item 2.1.

A área efetiva, que é usada na Equação 13, é definida conforme a Equação 18.

$$A_{ef} = A, \qquad para\ \lambda_p \leq 0{,}776$$
$$A_{ef} = A\left(1 - \frac{0{,}15}{\lambda_p^{0{,}8}}\right)\frac{1}{\lambda_p^{0{,}8}}, \qquad para\ \lambda_p > 0{,}776 \tag{18}$$

Em que λ_p é dado pela Equação 19.

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi A f_y}{N_l}} \tag{19}$$

Em que N_l é a força axial de flambagem local elástica, obtida a partir de análise de estabilidade elástica. Essa força pode ser calculada diretamente pela Equação 20, em que os coeficientes associados à determinação do coeficiente de flambagem local k_l são apresentados na Tabela 9 da NBR 14762 [7].

$$N_l = k_l \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_w/t)^2} A_g \tag{20}$$

Para elementos submetidos a flexão simples, o módulo resistente elástico efetivo é calculado a partir da Equação 21, quando o estado limite analisado é início de escoamento de seção efetiva.

$$W_{ef} = W, \qquad para\ \lambda_p \leq 0{,}673$$
$$W_{ef} = W\left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_p}\right)\frac{1}{\lambda_p}, \qquad para\ \lambda_p > 0{,}673 \tag{21}$$

O índice λ_p é calculado a partir da Equação 22.

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{W f_y}{M_l}} \tag{22}$$

E o momento fletor de flambagem local elástica M_l é obtido a partir da Equação 23. O coeficiente de flambagem local para a seção completa pode ser calculado a partir das expressões da Tabela 12 da NBR 14762 [7].

$$M_l = k_l \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_w/t)^2} W_c \qquad (23)$$

No estado limite de flambagem lateral com torção, o fator de redução χ_{FLT} associado à FLT também é utilizado. Assim, a determinação do módulo resistente elástico efetivo é dado pela Equação 24.

$$\begin{aligned} W_c &= W f_y, && para\ \lambda_p \leq 0{,}673 \\ N_{c,Rdist} &= \left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_p}\right)\frac{1}{\lambda_p}, && para\ \lambda_p > 0{,}673 \end{aligned} \qquad (24)$$

Em que o índice λ_p é calculado a partir da Equação 25.

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi_{FLT} W_C f_y}{M_l}} \qquad (25)$$

2.3. Método da Resistência Direta

O Método da Resistência Direta permite o cálculo direto dos esforços resistentes de cálculo dos perfis formados a frio. Este método requer o cálculo dos valores críticos de flambagem local, global e distorcional nos elementos estruturais estudados. Para tanto, pode-se utilizar o software CUFSM.

Para elementos comprimidos, o esforço normal resistente de cálculo é definido como o menor entre o esforço associado à flambagem global, local e distorcional, e depois dividido por 1,20. Esses esforços são calculados conforme as Equações 26, 27 e 28, respectivamente.

$$N_{c,Re} = \chi A f_y \qquad (26)$$

$$\begin{aligned} N_{c,Rl} &= N_{c,Re}, && para\ \lambda_l \leq 0{,}776 \\ N_{c,Rl} &= \left(1 - \frac{0{,}15}{\lambda_l^{0,8}}\right)\frac{N_{c,Re}}{\lambda_l^{0,8}}, && para\ \lambda_l > 0{,}776 \end{aligned} \qquad (27)$$

$$\begin{aligned} N_{c,Rdist} &= A f_y, && para\ \lambda_{dist} \leq 0{,}561 \\ N_{c,Rdist} &= \left(1 - \frac{0{,}25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right)\frac{A f_y}{\lambda_{dist}^{1,2}}, && para\ \lambda_{dist} > 0{,}561 \end{aligned} \qquad (28)$$

Com χ sendo o mesmo fator calculado no Método das Larguras Efetivas. No caso da flambagem local, λ_t é calculado de acordo com a Equação 29. Para flambagem distorcional, λ_{dist} é obtido a partir da Equação 30.

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{N_{c,Re}}{N_l}} \quad (29)$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{dist}}} \quad (30)$$

Para o caso de flexão, o momento fletor resistente é o mínimo entre os momentos fletores associados à flambagem global, local e distorcional, e depois dividido por 1,10. Esses momentos são calculados de acordo com as Equações 31 a 33.

$$\begin{aligned} M_{Re} &= Wf_Y, para\ \lambda_0 \leq 0{,}6 \\ M_{Re} &= 1{,}11(1 - 0{,}278\lambda_0^2), para\ 0{,}6 < \lambda_0 < 1{,}336 \\ M_{Re} &= \frac{Wf_y}{\lambda_0^2}, para\ \lambda_0 > 1{,}336 \end{aligned} \quad (31)$$

$$\begin{aligned} M_{Rl} &= M_{Re}, \qquad para\ \ \lambda_l \leq 0{,}776 \\ M_{Rl} &= \left(1 - \frac{0{,}15}{\lambda_l^{0,8}}\right)\frac{M_{Re}}{\lambda_l^{0,8}}, \qquad para\ \ \lambda_l > 0{,}776 \end{aligned} \quad (32)$$

$$\begin{aligned} M_{Rdist} &= Wf_y, \qquad para\ \ \lambda_{dist} \leq 0{,}673 \\ M_{Rdist} &= \left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_{dist}}\right)\frac{Wf_y}{\lambda_{dist}}, \qquad para\ \ \lambda_{dist} > 0{,}673 \end{aligned} \quad (33)$$

Os coeficientes λ_l e λ_{dist} são calculados conforme as Equações 34 e 35.

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{M_{Re}}{M_l}} \quad (34)$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{Wf_y}{M_{dist}}} \quad (35)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Exemplo 1

Propõe-se obter a resistência última de uma coluna de comprimento $L = 250\ cm$, feita em aço ZAR 280 ($f_y = 280\ MPa$), através dos três métodos apresentados. Para tanto, adote o perfil Ue150x60x20x2 (Figura 2), cujas propriedades são apresentadas na Tabela 1 e com raio interno de dobra igual à espessura da chapa. Considere também $E = 200\ GPa$, $G = 77\ GPa$ e $\nu = 0{,}3$.

Tabela 1: propriedades geométricas do perfil Ue150x60x20x2

Símbolo	Valor	Unidade	Símbolo	Valor	Unidade
A_g	5,94	cm²	I_y	30,02	cm^4
I_x	207,59	cm^4	W_y	7,37	cm^3
W_x	27,68	cm³	r_y	2,25	cm
r_x	5,91	cm	J	0,08	cm^4
x_g	1,93	cm	C_w	1498,57	cm^6
x_0	4,66	cm	r_0	7,86	cm

(Fonte: ABNT NBR 6355 [10])

Considera-se que o elemento possua travamento intermediário no ponto médio apenas na direção x (isto é, o elemento é contraventado em torno do eixo de menor inércia), conforme Figura 3. Vale ressaltar que, em conformidade com a Tabela 11 da ABNT NBR 14762 [7], a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada.

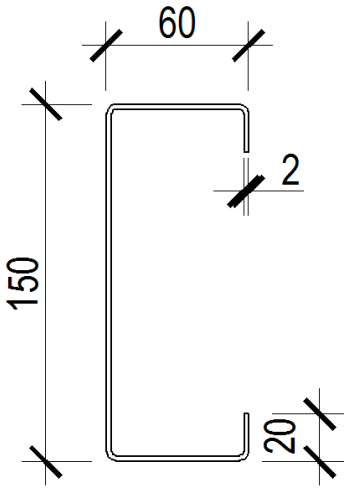


Figura 2: Dimensões do perfil metálico, com cotas em mm (Fonte: autores).

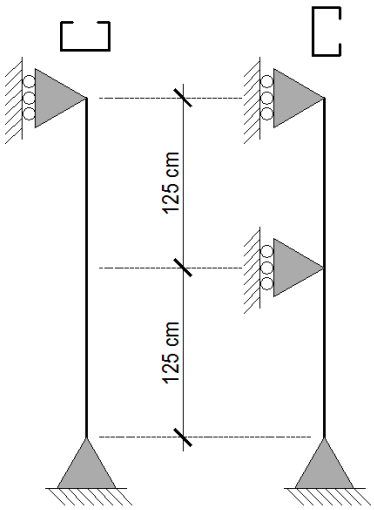


Figura 3: Condições de contorno do elemento (Fonte: autores).

3.1.1 Método da Largura Efetiva

a) *Força axial de flambagem global elástica*

$k_x L_x = 250\ cm; k_y L_y = 125\ cm; k_z L_z = 125\ cm$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(k_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 207{,}59}{250^2} = 655{,}63\ kN$$
$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{\left(k_y L_y\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 30{,}02}{125^2} = 379{,}25\ kN$$
$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2}\left[\frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L_z)^2} + GJ\right] = \frac{1}{7{,}86^2}\left(\frac{\pi^2 \times 20000 \times 1498{,}57}{125^2} + 7700 \times 0{,}08\right) = 316{,}41\ kN$$
$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2\,]}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 N_{ex} N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2\,]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}}\right] = 257{,}73\ kN$$
$$N_e = mín\{N_{ey}, N_{exz}\} = 257{,}73\ kN$$

b) *Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global*

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{5{,}94 \times 28}{257{,}73}} = 0{,}80 < 1{,}5$$
$$\chi = 0{,}658^{\lambda_0^2} = 0{,}658^{0{,}80^2} = 0{,}763$$
$$\sigma = \chi f_y = 0{,}763 \times 28 = 21{,}37\ kN/cm^2$$

c) *Cálculo das larguras efetivas, descontando curvatura dos elementos. Os coeficientes de flambagem local das chapas foram extraídos das tabelas 5 e 6 da ABNT NBR 14762 [7].*

c.1) <u>ENRIJECEDOR</u>

Elemento AL > $k = 0{,}43$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0{,}95\sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{[20 - 1 \times (2 + 2)]/2}{0{,}95\sqrt{\frac{0{,}43 \times 20000}{21{,}37}}} = 0{,}420 < 0{,}673$$
$$b_{ef} = b = 16\ mm$$

c.2) <u>MESA</u>

Elemento com enrijecedor de borda, sendo necessário verificar sua efetividade pelo MLE

$$\lambda_{p0} = \frac{b/t}{0{,}623\sqrt{\frac{E}{\sigma}}} = \frac{[60 - 2 \times (2 + 2)]/2}{0{,}623\sqrt{\frac{20000}{21{,}37}}} = 1{,}364 > 0{,}673$$

Momento de inércia do enrijecedor:

$$I_s = \frac{t d^3 \operatorname{sen}^2\theta}{12} = \frac{0{,}2 \times (1{,}6)^3 \operatorname{sen}^2 90º}{12} = 0{,}068\ cm^4$$

Momento de inércia de referência do enrijecedor:

$$I_a = 399 t^4\left[0{,}487\lambda_{p0} - 0{,}328\right]^3 \leq t^4\left[56\lambda_{p0} + 5\right]$$
$$I_a = 399 \times (0{,}2)^4 \times [0{,}487 \times 1{,}364 - 0{,}328]^3 \leq (0{,}2)^4[56 \times 1{,}364 + 5]$$

$I_a = 0{,}024 \leq 0{,}130$

Coeficiente de flambagem local

$$\frac{D}{b} = \frac{20}{52} = 0{,}385$$

$$n = 0{,}582 - 0{,}122\lambda_{p0} = 0{,}582 - 0{,}122 \times 1{,}364 = 0{,}416$$

$$k = \left(4{,}82 - 5\frac{D}{b}\right)\left(\frac{I_s}{I_a}\right)^n + 0{,}43 = (4{,}82 - 5 \times 0{,}385)\left(\frac{0{,}068}{0{,}024}\right)^{0{,}416} + 0{,}43 = 3{,}325$$

Cálculo da largura efetiva

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0{,}95\sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{[60 - 2 \times (2+2)]/2}{0{,}95\sqrt{\frac{3{,}325 \times 20000}{21{,}37}}} = 0{,}491 < 0{,}673$$

$$b_{ef} = b = 52\ mm$$

c.3) <u>ALMA</u>

Elemento AA > $k = 4{,}00$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0{,}95\sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{[150 - 2 \times (2+2)]/2}{0{,}95\sqrt{\frac{4 \times 20000}{21{,}37}}} = 1{,}221 > 0{,}673$$

$$b_{ef} = \frac{b}{\lambda_p}\left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_p}\right) = \frac{142}{1{,}221}\left(1 - \frac{0{,}22}{1{,}221}\right) = 95{,}31\ mm$$

d) *Cálculo da área efetiva do perfil de aço*

$$A_{ef} = A_g - \sum_{i=1}^{3}(b_i - b_{i,ef})t = 5{,}94 - 2[(1{,}6 - 1{,}6) + (5{,}2 - 5{,}2)]0{,}2 - (14{,}2 - 9{,}531)0{,}2$$

$$A_{ef} = 5{,}006\ cm^2$$

e) *Força axial resistente de cálculo*

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{1{,}20} = \frac{0{,}763 \times 5{,}006 \times 28}{1{,}20} = 89{,}12\ kN$$

Observa-se na Figura 4 as porções efetivas e não efetivas de cada um dos elementos (enrijecedor, mesa e alma) que compõem o perfil, utilizados para a determinação da área efetiva.

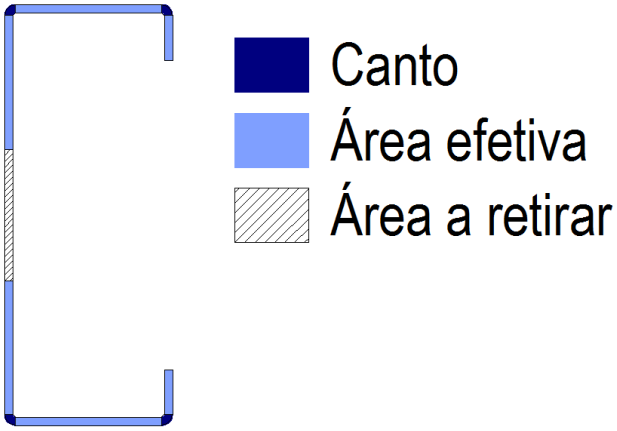


Figura 4: Porções efetivas e não efetivas do perfil metálico (Fonte: autores).

3.1.2 Método da seção efetiva

Os valores da força axial de flambagem elástica e do índice de esbeltez reduzido são tais como determinados no item 3.1.1 e não serão calculados novamente.

a) *Força axial de flambagem local elástica para cálculo da área efetiva*

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{60}{150} = 0{,}4$$

$$\frac{D}{b_w} = \frac{20}{150} = 0{,}133$$

$$k_l = 6{,}8 - 5{,}8\eta + 9{,}2\eta^2 - 6\eta^3 = 6{,}8 - 5{,}8 \times 0{,}4 + 9{,}2 \times 0{,}16 - 6 \times 0{,}064 = 5{,}568$$

$$N_l = k_l \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_w/t)^2} A_g = 5{,}568 \times \frac{\pi^2 \times 20000}{12(1-0{,}3^2)(150/2)^2} \times 5{,}94 = 106{,}28\ kN$$

b) *Cálculo da área efetiva*

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi A_g f_y}{N_l}} = \sqrt{\frac{0{,}763 \times 5{,}94 \times 28}{106{,}28}} = 1{,}093 > 0{,}776$$

$$A_{ef} = \frac{A_g}{\lambda_p^{0,8}}\left(1 - \frac{0{,}15}{\lambda_p^{0,8}}\right) = \frac{5{,}94}{1{,}093^{0,8}}\left(1 - \frac{0{,}15}{1{,}093^{0,8}}\right) = 4{,}76\ cm^2$$

c) *Força axial resistente de cálculo*

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{1{,}20} = \frac{0{,}763 \times 4{,}76 \times 28}{1{,}20} = 84{,}75\ kN$$

3.1.3 Método da resistência direta

Os valores da força axial de flambagem elástica e do índice de esbeltez reduzido são tais como determinados no item 3.1.1. Por outro lado, embora a carga axial crítica de flambagem local fora calculada no item 3.1.2, utilizou-se o CUFSM [10] para a obtenção da mesma força a título de

comparação e da força crítica de flambagem por distorção da seção, muito embora esta verificação seja dispensada em consonância com a ABNT NBT 14762 [7].

a) *Análise da estabilidade elástica via CUFSM [10], conforme indicado na Figura 5 e na Figura 6:*

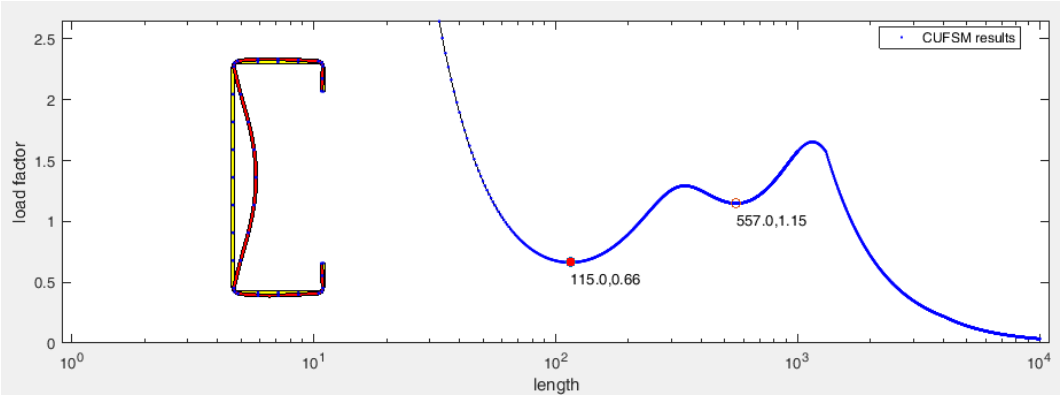


Figura 5: resultado da análise numérica - flambagem local (Fonte: CUFSM [10]).

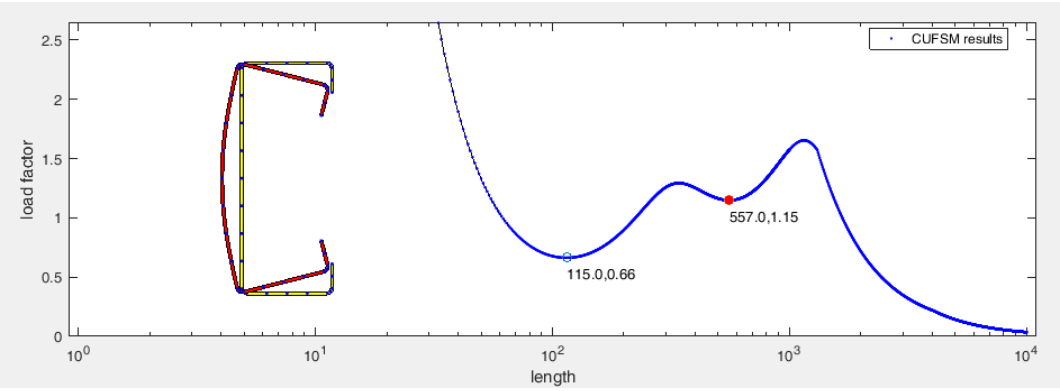


Figura 6: resultado da análise numérica - flambagem distorcional (Fonte: CUFSM [10]).

$N_l = 0{,}66305 A_g f_y = 0{,}66305 \times 5{,}94 \times 28 = 110{,}28\ kN$
$N_{dist} = 1{,}1486 A_g f_y = 1{,}1486 \times 5{,}94 \times 28 = 191{,}04\ kN$

b) *Estado-limite último de flambagem global da barra*

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{5{,}94 \times 28}{257{,}73}} = 0{,}803 < 1{,}5$$
$$N_{c,Re} = \left(0{,}658^{\lambda_0^2}\right) A_g f_y = 0{,}658^{0{,}803^2} \times 5{,}94 \times 28 = 126{,}95\ kN$$

c) *Estado-limite último de flambagem local da barra*

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{N_{c,Re}}{N_l}} = \sqrt{\frac{126{,}95}{110{,}28}} = 1{,}073 > 0{,}776$$

$$N_{c,Rl} = \frac{N_{c,Re}}{\lambda_l^{0,8}}\left(1 - \frac{0{,}15}{\lambda_l^{0,8}}\right) = \frac{126{,}95}{1{,}073^{0,8}}\left(1 - \frac{0{,}15}{1{,}073^{0,8}}\right) = 102{,}98\ kN$$

d) *Estado-limite último de flambagem distorcional*

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_{dist}}} = \sqrt{\frac{5{,}94 \times 28}{191{,}04}} = 0{,}933 < 0{,}561$$

$$N_{c,Rdist} = \frac{A_g f_y}{\lambda_{dist}^{1,2}}\left(1 - \frac{0{,}25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) = 131{,}64\ kN$$

e) *Força axial resistente de cálculo*

$$N_{c,Rd} = \frac{\min\{N_{c,Re}, N_{c,Rl}, N_{c,Rdist}\}}{1{,}20} = \frac{\min\{126{,}95; 102{,}98; 131{,}64\}}{1{,}20} = 85{,}82\ kN$$

3.2 Exemplo 2

Obter o momento fletor resistente de cálculo de uma viga de comprimento $L = 250\ cm$, feita com mesmo tipo de aço e mesma seção transversal utilizados no exemplo 1, através dos três métodos apresentados. A flexão ocorre em torno do eixo de maior inércia e assuma que a seção central seja contida lateralmente.

3.2.1 Método da largura efetiva

a) *Estado-limite último de início de escoamento da seção efetiva*

a.1) <u>ENRIJECEDOR DE BORDA COMPRIMIDO</u> (Figura 7)

$$\sigma_1 = -\frac{28}{75} \times (75 - 4) = -26{,}51\ kN/cm^2$$

$$\sigma_2 = -\frac{28}{75} \times (75 - 4 - 16) = -20{,}53\ kN/cm^2$$

Caso B da Tabela 6 da ABNT NBR 14762 [7].

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-20{,}53}{-26{,}51} = 0{,}363 < 1$$

$$k = \frac{0{,}578}{\psi + 0{,}34} = \frac{0{,}578}{0{,}363 + 0{,}34} = 0{,}822$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0{,}95\sqrt{\frac{kE}{\sigma_1}}} = \frac{16/2}{0{,}95\sqrt{\frac{0{,}822 \times 20000}{26{,}51}}} = 0{,}338 < 0{,}673$$

$$b_{ef} = b = 16\ mm$$

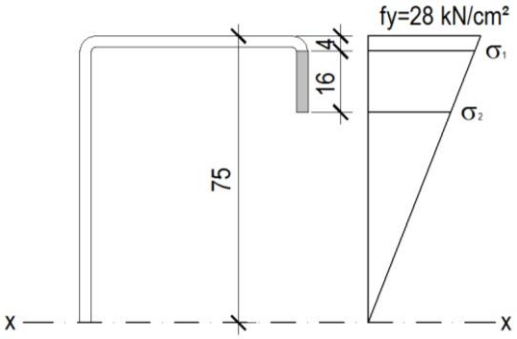


Figura 7: distribuição de tensões no enrijecedor do perfil metálico, com cotas em mm (Fonte: autores).

a.2) MESA COMPRIMIDA

Elemento com enrijecedor de borda, sendo necessário verificar sua efetividade pelo MLE

$$\lambda_{p0} = \frac{b/t}{0{,}623\sqrt{\frac{E}{\sigma}}} = \frac{[60 - 2 \times (2+2)]/2}{0{,}623\sqrt{\frac{20000}{28}}} = 1{,}562 > 0{,}673$$

Momento de inércia do enrijecedor:

$$I_s = \frac{td^3 \operatorname{sen}^2\theta}{12} = \frac{0{,}2 \times (1{,}6)^3 \operatorname{sen}^2 90}{12} = 0{,}068\ cm^4$$

Momento de inércia de referência do enrijecedor:

$$I_a = 399t^4\left[0{,}487\lambda_{p0} - 0{,}328\right]^3 \leq t^4\left[56\lambda_{p0} + 5\right]$$
$$I_a = 399 \times (0{,}2)^4 \times [0{,}487 \times 1{,}562 - 0{,}328]^3 \leq (0{,}2)^4[56 \times 1{,}562 + 5]$$
$$I_a = 0{,}052 \leq 0{,}148$$

Coeficiente de flambagem local

$$\frac{D}{b} = \frac{20}{52} = 0{,}385$$
$$n = 0{,}582 - 0{,}122\lambda_{p0} = 0{,}582 - 0{,}122 \times 1{,}562 = 0{,}391$$
$$k = \left(4{,}82 - 5\frac{D}{b}\right)\left(\frac{I_s}{I_a}\right)^n + 0{,}43 = (4{,}82 - 5 \times 0{,}385)\left(\frac{0{,}068}{0{,}052}\right)^{0{,}391} + 0{,}43 = 3{,}325$$

Cálculo da largura efetiva

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0{,}95\sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{[60 - 2 \times (2+2)]/2}{0{,}95\sqrt{\frac{3{,}325 \times 20000}{28}}} = 0{,}562 < 0{,}673$$
$$b_{ef} = b = 52\ mm$$

a.3) ALMA (Figura 8)

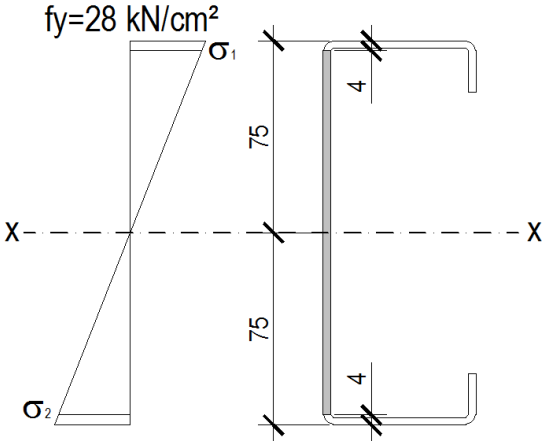


Figura 8: distribuição de tensões na alma do perfil metálico, com cotas em mm (Fonte: autores).

$$\sigma_1 = -\frac{28}{75} \times (75 - 4) = -26{,}51\ kN/cm^2$$
$$\sigma_2 = +\frac{28}{75} \times (75 - 4) = +26{,}51\ kN/cm^2$$
$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{+26{,}53}{-26{,}51} = -1$$

Caso D da Tabela 6 da ABNT NBR 14762 [7].

$$k = 4 + 2(1 - \psi) + 2(1 - \psi)^3 = 4 + 2(1 + 1) + 2(1 + 1)^3 = 24$$

Cálculo da largura efetiva

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0{,}95\sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} = \frac{[150 - 2 \times (2 + 2)]/2}{0{,}95\sqrt{\frac{24 \times 20000}{26{,}51}}} = 0{,}555 < 0{,}673$$
$$b_{ef} = b = 142\ mm$$

Como todo o perfil é efetivo, então $W_{ef} = W_x = 27{,}68\ cm^3$.

$$M_{Rd1} = \frac{W_{x,ef} f_y}{1{,}10} = \frac{27{,}68 \times 28}{1{,}10} = 704{,}58\ kNcm$$

b) *Estado-limite último de início de flambagem lateral com torção*

$$C_b = 1{,}0$$
$$M_e = C_b r_0 \sqrt{N_{ey} N_{ez}} = 1{,}0 \times 7{,}86 \times \sqrt{379{,}25 \times 316{,}41} = 2722{,}77\ kNcm$$
$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c f_y}{M_e}} = \sqrt{\frac{27{,}68 \times 28}{2722{,}77}} = 0{,}533 \therefore \chi_{FLT} = 1{,}0$$

Desse modo, conforme calculado no item anterior, $W_{ef} = 27{,}68\ cm^3$.

$$M_{Rd2} = \frac{\chi_{FLT} W_{ef} f_y}{1{,}10} = \frac{1{,}0 \times 27{,}68 \times 28}{1{,}10} = 704{,}58\ kNcm$$

c) *Estado-limite último de flambagem por distorção da seção transversal*

O momento fletor de flambagem distorcional, em regime elástico, foi determinado com auxílio do CUFSM [10], através do Método das Faixas Finitas, conforme Figura 9.

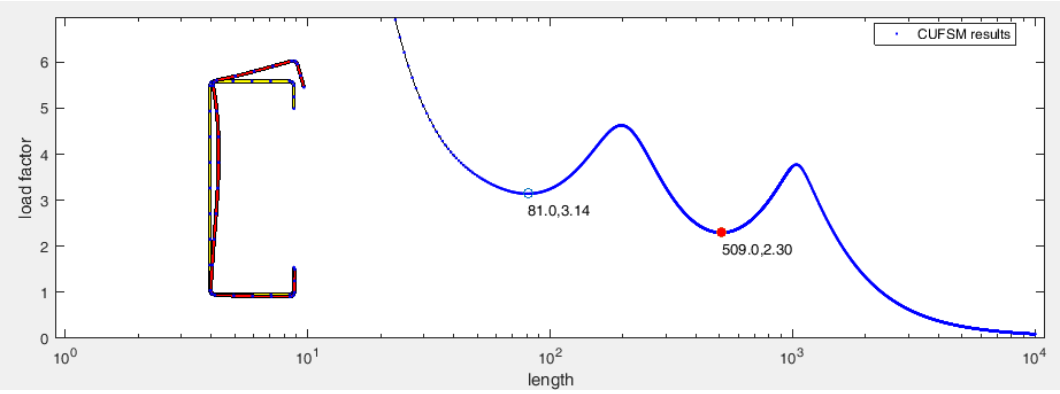


Figura 9: resultado da análise numérica - flambagem distorcional. (Fonte: CUFSM [10])

$$M_{dist} = 2{,}2958 W f_y = 2{,}2958 \times 27{,}68 \times 28 = 1779{,}34\ kNcm$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{W f_y}{M_{dist}}} = \sqrt{\frac{27{,}68 \times 28}{1779{,}34}} = 0{,}660 < 0{,}673 \therefore \chi_{dist} = 1{,}0$$

$$M_{Rd3} = \frac{\chi_{dist} W f_y}{1{,}10} = \frac{1{,}0 \times 27{,}68 \times 28}{1{,}10} = 704{,}58\ kNcm$$

d) *Momento fletor resistente de cálculo*

$$M_{Rd} = \text{mín}\{M_{Rd1}, M_{Rd2}, M_{Rd3}\} = 704{,}58\ kNcm$$

3.2.2 Método da seção efetiva

a) *Estado-limite último de início de escoamento da seção efetiva*

a.1) <u>MOMENTO FLETOR DE FLAMBAGEM LOCAL ELÁSTICA</u>

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{60}{150} = 0{,}4$$

$$\mu = \frac{\mathrm{D}}{\mathrm{b_w}} = \frac{20}{150} = 0{,}133$$

$$a = 81 - 730\eta + 4261\eta^2 - 12304\eta^3 + 17919\eta^4 - 12796\eta^5 + 3574\eta^6 = 25{,}638$$

$$b = 0$$

$$k_l = a - b(\mu - 0{,}2) = 25{,}638$$

$$M_l = k_l \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_w/t)^2} W_c = 25{,}638 \frac{\pi^2 \times 2000}{12(1-0{,}3^2)(150/2)^2} 27{,}68 = 2280{,}57\ kNcm$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{Wf_y}{M_l}} = \sqrt{\frac{27{,}68 \times 28}{2280{,}57}} = 0{,}583 < 0{,}673 \therefore W_{ef} = W_x = 27{,}68\ cm^3$$

$$M_{Rd1} = \frac{W_{ef} f_y}{1{,}10} = \frac{27{,}68 \times 28}{1{,}10} = 704{,}58\ kNcm$$

b) *Estado-limite último de início de flambagem lateral com torção*

Conforme item (b) do tópico 3.1.2, $\chi_{FLT} = 1{,}0$.

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi_{FLT} W f_y}{M_l}} = \sqrt{\frac{1{,}0 \times 27{,}68 \times 28}{2280{,}57}} = 0{,}583 < 0{,}673 \therefore W_{ef} = W_x = 27{,}68\ cm^3$$

$$M_{Rd2} = \frac{\chi_{FLT} W_{ef} f_y}{1{,}10} = \frac{1{,}0 \times 27{,}68 \times 28}{1{,}10} = 704{,}58\ kNcm$$

c) *Estado-limite último de flambagem por distorção da seção transversal*

O momento fletor resistente de cálculo foi determinado no item (c) do tópico 3.2.1.

d) *Momento fletor resistente de cálculo*
$M_{Rd} = \text{mín}\{M_{Rd1}, M_{Rd2}, M_{Rd3}\} = 704{,}58\ kNcm$

3.2.3 Método da resistência direta

a) *Análise da estabilidade elástica via CUFSM [10], conforme indicado na Figura 10.*

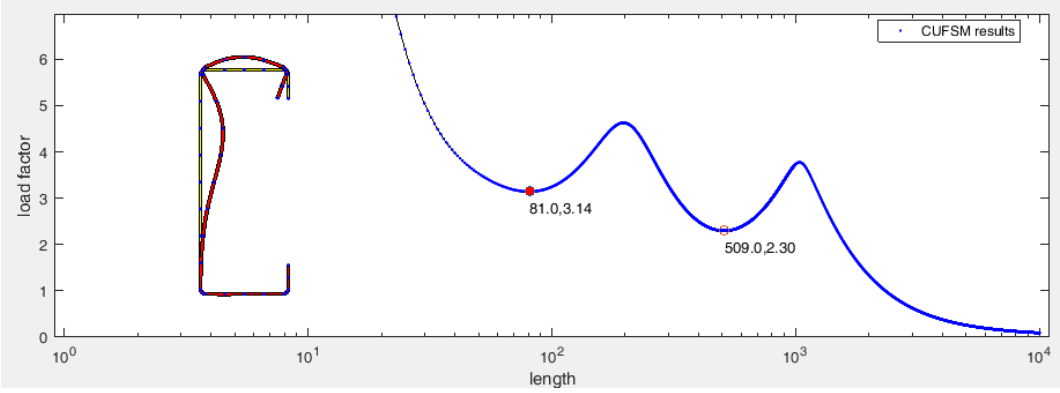


Figura 10: resultado da análise numérica - flambagem local (Fonte: CUFSM [10]).

$$M_l = 3{,}1415 W_x f_y = 3{,}1415 \times 27{,}68 \times 28 = 2434{,}79\ kNcm$$

Os momentos fletores de flambagem lateral com torção e flambagem distorcional foram determinados nos tópicos (b) e (c) do item 3.2.1, respectivamente.

b) *Estado-limite último de flambagem global da barra*

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_x f_y}{M_e}} = \sqrt{\frac{27{,}68 \times 28}{2722{,}77}} = 0{,}533 < 0{,}6$$
$$M_{Re} = W_x f_y = 27{,}68 \times 28 = 775{,}04\ kNcm$$

c) *Estado-limite último de flambagem local da barra*

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{W_x f_y}{M_l}} = \sqrt{\frac{27{,}68 \times 28}{2434{,}79}} = 0{,}564 < 0{,}776$$
$$M_{Rl} = M_{Re} = 775{,}04\ kNcm$$

d) *Estado-limite último de flambagem distorcional*

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{W_x f_y}{M_{dist}}} = \sqrt{\frac{27{,}68 \times 28}{1779{,}34}} = 0{,}660 < 0{,}673$$
$$M_{Rdist} = W_x f_y = 27{,}68 \times 28 = 775{,}04\ kNcm$$

e) *Momento fletor resistente de cálculo*

$$M_{Rd} = \frac{\min\{M_{Re}, M_{Rl}, M_{Rdist}\}}{1{,}10} = \frac{\min\{775{,}04; 775{,}04; 775{,}04\}}{1{,}10} = 704{,}58\ kNcm$$

3.3 Comentários e discussões

Os resultados do dimensionamento estão resumidos na Tabela 2 e na Tabela 3 para os dois exemplos apresentados.

Tabela 2: comparação entre os resultados obtidos para barra em compressão simples

Método	Força axial resistente de cálculo (kN)	Desvio em relação ao MLE	Desvio em relação à média
MLE	89,12	0%	+2,96%
MSE	84,75	-4,90%	-2,09%
MRD	85,82	-3,67%	-0,85%
Média	86,56		

(Fonte: autores)

Tabela 3: comparação entre os resultados obtidos para barra em flexão simples

Método	Momento fletor resistente de cálculo (kNm)	Desvio em relação ao MLE	Desvio em relação à média
MLE	7,05	0%	0%
MSE	7,05	0%	0%
MRD	7,05	0%	0%
Média	7,05		

(Fonte: autores)

Como se pode observar, os resultados são muito próximos entre si para o elemento em compressão, com desvios percentuais inferiores a 5% quando comparados ao Método da Largura Efetiva, primeira primitiva para avaliação da resistência de elementos de aço, proposta por Von Kárman e George Winter. Além disso, os desvios em relação à resistência média são 2,96%, -2,09% e -0,85% em relação ao MLE, MSE e MRD, respectivamente, inferiores a 3% em módulo, o que indica boa concordância entre os dados analisados.

Para o perfil em flexão simples, não foram verificados desvios entre os valores calculados, uma vez que o estado-limite que governou o dimensionamento foi o início do escoamento da seção efetiva em todos os casos. Em decorrência do vão reduzido da viga, da contenção lateral no ponto médio e da elevada resistência ao escoamento do aço, o escoamento da fibra extrema comprimida da seção transversal ocorre antes que algum modo de flambagem seja mobilizado, de forma que todos os elementos componentes da seção transversal são efetivos e contribuem para a resistência do conjunto.

No tocando à marcha de cálculo e sua complexidade, observa-se que o método da largura efetiva demanda alto esforço para determinação da seção efetiva, o que dificulta seu aprendizado quando é aplicado pela primeira vez. Além disso, não há estratégia para tratamento do modo de flambagem por distorção da seção transversal, a qual deve ser verificada separadamente, diferente do que ocorre com os modos local e global, cujos esforços críticos são parâmetros chave para avaliação do índice de esbeltez reduzido. O método da seção efetiva, por sua vez, figura como uma simplificação do procedimento original, de modo que as propriedades efetivas da seção transversal são obtidas com base em uma força ou momento fletor crítico de flambagem local elástica, dispensando a análise minuciosa de cada elemento constituinte da seção. Por fim, o método da resistência direta permite a rápida obtenção da resistência última de elementos apenas com base nas propriedades geométricas brutas da seção, através de curvas experimentais que dispensam a determinação da seção efetiva e já englobam os efeitos de imperfeições geométricas e tensões residuais provenientes do dobramento a frio.

Desse modo, a opção pela alternativa simplificada – Método da Resistência Direta – produz resultados coerentes e satisfatórios, de modo que o calculista possa realizar cálculos simples e com baixo esforço, sem o auxílio de programas computacionais de dimensionamento. Além disso, sua formulação experimental aplica-se a um maior número de seções transversais, o que o torna um procedimento abrangente, flexível e direto. Por fim, cabe ressaltar que a flambagem distorcional figura como estado-limite último único, de verificação obrigatória, porém sem interação com os demais modos.

4 CONCLUSÃO

O presente artigo propôs a realização de uma análise teórico-comparativa acerca dos métodos clássicos para dimensionamento de estruturas de perfis de aço formados a frio em conformidade com a ABNT NBR 14762 [7], norma nacional vigente de cálculo. Nela, o Método da Largura Efetiva, o Método da Seção Efetiva e o Método da Resistência Direta aparecem como alternativas para obtenção da resistência última de elementos em compressão e flexão, ficando a critério do calculista a opção por qual estratégia utilizar.

Na prática de projeto, é comum a preferência pelo MLE, bastante difundido no meio técnico-científico, em que se avalia a possibilidade de ocorrer flambagem em cada elemento constituinte da seção transversal, seja ele apoiado-apoiado (AA) ou apoiado-livre (AL). Ao fim, determinam-se as propriedades efetivas da seção transversal – área e módulo de resistência elástica, utilizados para cálculo da força ou momento fletor resistente, respectivamente. No entanto, conforme evidenciado nos exemplos de aplicação, este procedimento é trabalhoso e longo, em especial para barras sujeitas à flexão, uma vez que se devem determinar as larguras efetivas para os estados-limites últimos de início de escoamento da seção efetiva e de flambagem lateral com torção. Além disso, sempre que um elemento apresenta uma porção não efetiva, é necessário prosseguir ao rebaixamento do eixo neutro e determinar a parcela a descontar do momento de inércia bruto para então avaliar o elemento subsequente. Essa rotina leva a procedimentos iterativos e trabalhosos, o que dificulta o aprendizado e ensino do método nos cursos de graduação em engenharia.

Como alternativa ao MLE, o Método da Seção Efetiva elimina a análise dos elementos de forma isolada, porém preserva a determinação das propriedades efetivas com base numa força ou momento fletor de flambagem local elástica, num procedimento mais simples quando comparado ao anterior, com metodologia específica para análise de cada tipo de seção transversal.

Por fim, o Método da Resistência Direta surge como alternativa simplificada e abrangente, baseado na análise experimental de diferentes tipos de seções transversais. No entanto, as propriedades brutas são diretamente empregadas no cálculo da resistência última a partir do cômputo de esforços críticos de flambagem lateral com torção, local e distorcional. Os resultados fornecidos pelo MRD, conforme exemplos práticos apresentados, concordam com os demais a menos de um desvio percentual inferior a 5%, o que reforça a eficácia do procedimento tendo em vista sua simplicidade de aplicação. Deste modo, a opção pelo MRD no dimensionamento de estruturas de perfis de aço formados a frio configura-se como uma alternativa segura e direta, que produz resultados satisfatórios e coerentes com os demais métodos disponíveis de cálculo.

REFERÊNCIAS

1 Gilio FHS. Terças de aço formadas a frio com continuidade nos apoios por meio de luvas. São Carlos: USP; 2016.

2 Reis A, Camotim D. Estabilidade Estrutura. Alfragide: McGraw-Hill; 2001.

3 Winter G. Strength of Thin Steel Compression Flanges. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 1947; Vol. 112: 527-554.

4 Winter G. Thin-walled structures – theoretical solutions and test results. Preliminary Publications of the 8th Congress. 1968; 101-112.

5 Schafer BW. Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design. Journal of Constructional Steel Research. 2008; Vol 64: 766-778.

6 Batista EM. Effective section method: a general direct method for the design of steel cold-formed members under local-global buckling interaction. Thin-Walled Structures. 2010; Vol. 48: 345-356.

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

8 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: CBCA; 2014.

[9] Schafer BW. CUFSM 5.01 – Elastic Buckling Analysis of Thin-Walled Members by Finite Strip Analysis. Baltimore: Johns Hopkins University; 2016.

[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6355: Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização. Rio de Janeiro: ABNT; 2016.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE PILAR MISTO AÇO-CONCRETO E MÉTALICO ATRAVÉS DE UM PROGRAMA COMERCIAL

Gregório Sandro Vieira [1]
Paulo Victor Correa Lima [2]
Lidiane Zardini Costa [3]
Maria Paula Tiago Fernandes [3]
Michelle Dias Ornelles [3]
Danilo Caetano Nunes [3]

Resumo

Em razão de sua versatilidade, o sistema estrutural misto aço-concreto está em franca expansão no mundo. No Brasil não é diferente, construções em aço-concreto tem ganhado espaço, impulsionadas por pesquisas cientificas que relacionam analiticamente o comportamento estrutural dos elementos mistos. A consideração do trabalho em conjunto da laje em concreto com vigas metálicas já é bem usual, mesmo em edificações de pequeno e médio porte. A utilização de pilares mistos ainda é mais restrita a grandes arranha-céus. Neste contexto, o objetivo principal do trabalho foi comparar pilares mistos aço-concreto com pilares metálicos, tendo como modelo uma edificação de múltiplos pavimentos, buscando avaliar possíveis reduções na taxa de aço e apontar a viabilidade ou não destes elementos mistos. Para isso foi utilizado o programa computacional STRAP® para a modelagem e análise da estrutura. Os resultados mostraram que nem todos os perfis laminados comercializados podem ser utilizados em uma seção mista de acordo com as normas brasileiras vigentes, devido a especificações geométricas que influenciam diretamente na variação da taxa de aço, quando se compara o sistema misto com o metálico. Também foram observadas algumas diferenças entre os resultados esperados e os encontrados para alguns pilares aço-concreto revestidos totalmente, em virtude programação interna do programa computacional utilizado. Ademais, foi possível atestar a redução da taxa de aço nos pilares mistos que estavam sendo solicitados a compressão axial, entretanto, as peças submetidas a flexo-compressão não apresentaram diminuição de massa unitária do aço.

Palavras-chave: Estrutura aço-concreto; Construção mista; Pilar aço-concreto; Pilar metálico.

COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN MIXED PILLAR STEEL-CONCRETE AND METALLIC THROUGH COMMERCIAL PROGRAM

Abstract

Because of its versatility, the steel-concrete mixed structural system is booming in the world. In Brazil it is no different, steel-concrete constructions have gained space, driven by scientific research that relates analytically the structural behavior of the mixed elements. Consideration of the joint work of concrete slab with metal beams is already very usual, even in small and medium-sized buildings. The use of mixed pillars is still more restricted to large skyscrapers. In this context, the main objective of the work was to compare steel-concrete mixed columns with metal pillars, using as a model a multi-floor building, seeking to evaluate possible reductions in the steel rate and to indicate the viability or not of these mixed elements. For this, the STRAP® computational program was used for the modeling and analysis of the structure. The results showed that not all commercially available rolled profiles can be used in a mixed section according to the current Brazilian standards due to geometric specifications that directly influence the steel rate variation when the mixed system is compared with the metallic one. Some differences were also observed between the expected results and those found for some fully coated steel-concrete pillars, due to the internal programming of the computational program used. In addition, it was possible to attest to the reduction of the steel rate in the mixed pillars that were being requested to the axial compression, however, the pieces subjected to flexo-compression did not present decrease of the unit mass of the steel.

Keywords: Steel-concrete structure; Composite construction; Composite Steel-concrete column; Steel column.

[1] Engenheiro Civil, Doutor, Professor Adjunto, Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia-MG, Brasil
[2] Engenheiro Civil, Uberlândia-MG, Brasil
[3] Acadêmica(o) de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia-MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O avanço técnico e científico proporcionou o desenvolvimento do sistema de estruturas mistas aço-concreto. Esses elementos são uma associação de perfis estruturais de aço com o concreto estrutural simples ou armado, formando uma única seção resistente. De acordo com Alva [1], esse modelo estrutural busca unir a resistência do concreto a forças de compressão, com o menor peso dos perfis em aço e sua capacidade de vencer vãos maiores. Além destas o sistema oferece outras vantagens como rapidez na execução e economia de recursos.

Em razão de sua versatilidade, o sistema estrutural misto aço-concreto está em franca expansão no mundo. No Brasil não é diferente, construções em aço-concreto tem ganhado espaço, impulsionadas por pesquisas cientificas que relacionam analiticamente o comportamento estrutural dos elementos mistos. A consideração do trabalho em conjunto da laje em concreto com vigas metálicas já é bem usual, mesmo em edificações de pequeno e médio porte.

De acordo com Pereira [2], a rigidez e a resistência do concreto, e o comportamento à compressão dos perfis metálicos em situações de instabilidade local e global são melhorados, ao mesmo tempo em que, na região de concreto comprimido, o seu comportamento passa a ser mais dúctil, comparado com elementos estruturais somente de aço ou de concreto. A redução das dimensões dos elementos, resulta em uma redução no consumo de materiais, maior área livre por pavimento, resistência em situação de incêndio, e ainda grande resistência, rigidez e ductilidade.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho fez a comparação numérica, por meio do programa de dimensionamento estrutural STRAP ® versão 2009, entre um edifício dimensionado com o sistema metálico e com o sistema misto aço-concreto.

Utilizou-se como modelo uma edificação residencial de múltiplos pavimentos. Os andares foram subdivididos em pilotis, nove pavimentos tipo, laje de cobertura, reservatório e casa de máquinas. O pilotis e o estacionamento possuem um pé direito de 4 metros, os demais pavimentos possuem pé direito de 3 metros. Uma imagem tridimensional do edifício está demonstrada na Figura 1. A área total por pavimento é de 165,50 m² e por unidade residencial é 71,53 m².

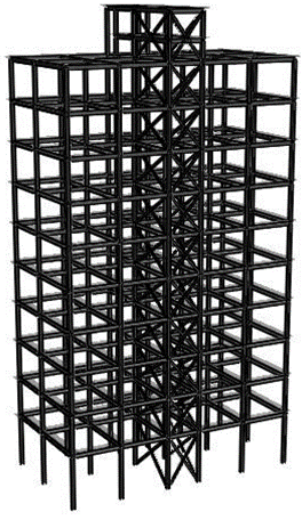


Figura 1: Vista tridimensional do modelo de estudo.

A resistência característica do concreto considerada em todos os modelos foi de 30 MPa (vigas e pilares mistos). Todas as lajes são maciças de concreto-armado. As vinculações entre pilar/viga e viga/viga são rotuladas, exceto nos casos em que tal ligações gerasse hipostaticidade. As vigas conectadas às lajes foram dimensionadas como vigas mistas e as demais como vigas metálicas. A ligação entre os apoios dos pilares e os elementos de ligação foram engastes. Os perfis de aço utilizado foram do grupo laminado das séries “W” e “HP”, com as especificações do aço ASTM 572 Gr.50, em que o limite de escoamento é de 345 MPa e a resistência à ruptura de 450 MPa.

A estrutura foi contraventada para limitar a deformação na direção horizontal, formando um núcleo indeslocável. A largura efetiva da mesa de concreto em todas as vigas mistas foi calculada de acordo com os critérios de [4], exceto as vigas computadas como perfil de aço isolado. Não houve detalhamento da quantidade e resistência dos conectores de cisalhamento. Foi considerada a interação total entre as vigas metálicas e as lajes de concreto.

O edifício foi submetido a ações solicitantes que provocam esforços e deformações nas estruturas. No caso desse edifício especificamente, foram consideradas ações permanentes (peso próprio dos elementos estruturais, das lajes, das paredes do reservatório, alvenaria de fechamento, divisão interna...) e variáveis (ações do vento e temperatura, sobrecarga de utilização). A análise foi feita de acordo com os critérios estabelecidos em [4].

Para análise de resultados foram escolhidos quatro pilares sendo eles: um pilar de canto (P1); dois pilares de extremidade (P2 e P4); e um pilar intermediário (P3).

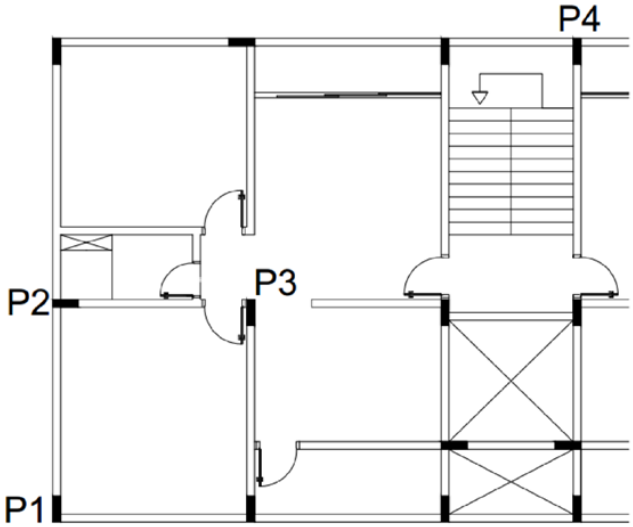


Figura 2: Posição dos pilares analisados.

O modelo I de estudo é formado por vigas mistas e pilares de aço. Já o modelo II considera vigas e pilares mistos de aço-concreto. No caso dos pilares mistos a seção é totalmente revestida com aderência completa entre os elementos.
Para a consideração dos pilares mistos foram estudados três submodelos.
O modelo (A) foi dimensionado de acordo com as normas [3] e [4], as dimensões externas foram variadas a fim de reduzir a área de aço do perfil, de acordo com o cobrimento mínimo e espaçamento entre as armaduras.
O modelo (B) considerou o aproveitamento das barras de perfil de aço e das fôrmas dos pilares, os quais foram dimensionados em seções com comprimentos de 12 metros.
Já no modelo (C), as peças foram dimensionadas utilizando as especificações mais exigentes da norma de concreto, de estruturas de aço à temperatura ambiente e em situações de incêndio, de acordo com [5].

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados do dimensionamento do modelo I: pilar metálico estão descritos na Tabela 1, a qual mostra os perfis dimensionados dos pilares analisados por pavimento e a porcentagem de utilização do perfil metálico em relação aos esforços solicitantes e resistentes do elemento estrutural.
O total de aço representa o peso próprio dos pilares, que se associam à reação solicitante na fundação, a qual será comparada entre os modelos I e II-A.

Tabela 1: Massa linear de dos pilares metálicos modelo I.

Pavimento	P1 - Canto		P2 - Extremidade		P3 - Intermediário		P4 - Extremidade: Carga Reservatório	
	Perfil	Uso da Peça	Perfil	Uso da Peça	Perfil	Uso da Peça	Perfil	Uso da Peça
Pilotis	W 310 x 97	99%	HP 310 x 93	98%	W 610 x 174	97%	W 610 x 174	100%
1º	W 250 x 73	92%	HP 250 x 73	90%	HP 310 X 93	100%	W 610 x 155	82%
2º	HP 250 x 62	82%	W 250 x 62	95%	W 250 x 80	98%	W 310 x 107	97%
3º	W 200 x 52	94%	W 200 x 52	98%	W 250 x 73	87%	HP 250 x 89	100%
4º	W 310 x 38,7	95%	W 200 x 46,1	91%	W 200 x 59	100%	W 250 x 73	97%
5º	W 200 x 35,9	81%	W 200 x 41,7	90%	W 200 x 46,1	99%	HP 250 x 62	91%
6º	W 150 x 29,8	80%	W 200 x 35,9	77%	W 200 x 41,7	91%	W 200 x 46,1	99%
7º	W 150 x 22,5	95%	W 150 x 29,8	73%	W 150 x 29,8	99%	W 200 x 41,7	89%
8º	W 150 x 22,5	73%	W 150 x 22,5	73%	W 150 x 29,8	72%	W 150 x 29,8	97%
9º	W 150 x 29,8	74%	W 150 x 22,5	80%	W 150 x 22,5	42%	W 150 x 22,5	78%
Reservatório	-	-	-	-	-	-	W 150 x 22,5	69%
Total de Aço	1486,6 Kg		1528,5 Kg		2120,7 Kg		2574,3 Kg	

No modelo II-A: cobrimento mínimo foi realizada inicialmente a seleção dos perfis que pudessem ser dimensionados como colunas mistas, considerando a seção totalmente revestida para pilares e total aderência entre os elementos constituintes, em respeito às máximas exigentes das normas [3] e [4].

Foi adotado armadura mínima para o elemento estrutural a fim de variar ao máximo a taxa de aço do perfil e, também, como as normas não retratam a distância entre a face do perfil de aço até a armadura, por analogia, foi considerado o espaçamento vertical descrito na norma de concreto. Esse processo foi repetido para todos os perfis laminados comercializados no Brasil, sendo que 26 perfis tabelados não contemplam os limites geométricos exigidos por norma, e isso representa cerca de 30% do total.

Foram listados os perfis tabelados adequados para dimensionamento e, para cada pilar, individualmente, foram estipuladas as dimensões máximas de concreto até o limite, de forma a se obter o menor perfil com o intuito de reduzir a taxa de aço e otimizar o volume de concreto. A Tabela 2 mostra os perfis determinados para uso. O volume de concreto e armaduras utilizadas nas colunas analisadas somaram cerca de 11,5 metros cúbicos de concreto e 505 quilogramas de barras CA-50, respectivamente.

Tabela 2: Massa linear de aço dos pilares mistos modelo II – A.

Pavimento	P1 - Canto		P2 - Extremidade		P3 - Intermediário		P4 - Extremidade: Carga Reservatório	
	Perfil	Uso da Peça	Perfil	Uso da Peça	Perfil	Uso da Peça	Perfil	Uso da Peça
Pilotis	W 310 x 97	99%	HP 310 X 93	91%	W 610 x 174	97%	W 310 x 97	99%
1º Pavimento	W 250 x 73	92%	HP 250 X 62	94%	HP 310 x 93	87%	W 250 x 73	97%
2º Pavimento	HP 250 x 62	82%	W 200 X 59	96%	HP 310 x 79	79%	HP 250 x 62	99%
3º Pavimento	W 200 x 52	94%	W 200 X 46,1	89%	HP 250 x 62	99%	W 200 x 59	99%
4º Pavimento	W 310 x 38,7	87%	W 200 X 35,9	98%	W 200 x 59	97%	W 200 x 46,1	81%
5º Pavimento	W 200 x 35,9	62%	W 200 X 35,9	56%	W 200 x 46,1	78%	W 310 x 38,7	95%
6º Pavimento	W 200 x 35,9	47%	W 200 X 35,9	39%	W 200 x 35,9	86%	W 200 x 35,9	81%
7º Pavimento	W 200 x 35,9	41%	W 200 X 35,9	34%	W 200 x 35,9	72%	W 200 x 35,9	55%
8º Pavimento	W 200 x 35,9	32%	W 200 X 35,9	28%	W 200 x 35,9	49%	W 200 x 35,9	40%
9º Pavimento	W 200 x 35,9	51%	W 200 X 35,9	40%	W 200 x 35,9	33%	W 200 x 35,9	32%
Reservatório	-	-	-	-	-	-	W 200 x 35,9	27%
Total de Aço	**2008,8**		**1902**		**2626,8**		**2404,8**	

Na análise comparativa dos dois modelos (I e II-A), o programa computacional utilizado contemplou os efeitos de flexo-compressão apenas no perfil de aço, enquanto que a força axial de compressão atuaram no concreto e no perfil de aço, desse modo, houve subutilização da seção mista, devido à consideração de cálculo diferente do recomendado em [4], a qual admite que os efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores sejam considerados associados aos elementos constituintes da seção mista.

As colunas mistas do modelo I, com os limites de uso das peças na flexo-compressão, por conseguinte, não tiveram mudança nos perfis em comparação com os pilares do modelo II–A, como se observa na Tabela 3. Assim, para os pilares de canto (P1), extremidade (P2) e intermediário (P3) não houve grandes alterações na taxa de aço uma vez que esses elementos estruturais, em geral, estão na eminência do efeito de flexo-compressão. Além disso, o peso próprio dessas colunas foi aumentado nos últimos pavimentos devido ao perfil mais leve do modelo II–A ser maior do que o correspondente do modelo I.

As linhas verticais “P2” e “P4” da Tabela 3 representam os pilares que estão sendo solicitados à compressão axial, e por isso apresentam redução na taxa de aço em quase todos os pilares. Assim como o pilar do pilotis, no eixo “P2”, não apresentou redução na taxa de aço pois ele está na eminência da flexo-compressão. Portanto, o esforço principal está atuante apenas no perfil de aço. As diminuições das taxas de aço foram limitadas pelo aspecto geométrico relativo a máxima dimensão permitida.

A análise comparativa entre a taxa de aço do modelo II – A e modelo I estão mostrados na tabela a seguir.

Tabela 3: Comparativo de taxa de aço entre o modelo II – A e modelo I

Pavimento	Redução Aço P1	Redução Aço P2	Redução Aço P3	Redução Aço P4
Pilotis	0%	0%	0%	44%
1º Pavimento	0%	15%	0%	53%
2º Pavimento	0%	5%	1%	42%
3º Pavimento	0%	11%	15%	34%
4º Pavimento	0%	22%	0%	37%
5º Pavimento	0%	14%	0%	38%
6º Pavimento	0%	0%	15%	22%
7º Pavimento	0%	0%	0%	14%
8º Pavimento	0%	0%	0%	0%
9º Pavimento	0%	0%	0%	0%
Reservatório	0%	0%	0%	0%

Quantitativamente o modelo I apresentou massa de 7710 kg e o modelo II-A 9735 kg, sendo valor unitário da massa do aço, concreto e armaduras equivalente a 8942 kg, 288 kg e 505 kg, respectivamente. Portanto, na análise global, o modelo misto em relação ao modelo metálico apontou um aumento de 26% na massa da estrutura em relação à taxa de aço, ao volume de concreto e de armadura de aço, desse modo, provocando maiores esforços na fundação.

O dimensionamento do modelo II – B: seção de concreto constante foi feito com pilares mistos de mesma dimensão de concreto em trechos fracionados buscando relacionar o aproveitamento de fôrmas dos pilares com mesma medida proporcionando maior produtividade, menor gasto com mão-de-obra e matéria-prima em relação a esse insumo.

O processo analítico no modelo II – B foi feito em etapas. Primeiramente era verificado se a dimensão mínima da base era menor que a máxima dimensão do topo. Em caso positivo se definia outro perfil no topo para atender as exigências geométricas a fim de se obter perfis mais pesados. Em caso negativo, era aumentada gradativamente a seção até o limite permitido no topo com o intuito de se obter os perfis mais leves em cada pilar.

De acordo com os resultados obtidos, o perfil do pilotis se manteve inalterado e o aço da coluna do primeiro pavimento aumentou. A Tabela 5 retrata a redução de taxa de aço do perfil, armadura longitudinal e concreto desse modelo em relação ao II–A.

Tabela 4: Comparativo da mesma seção de concreto entre os modelos II-B e II–A

Pavimento	P4 - Extremidade: Carga Reser.		Redução da Taxa de Aço
	Perfil	Uso da Peça	Modelo I
Pilotis	W 310 x 97	99%	0%
1º Pavimento	W 310 x 97	99%	0%
2º Pavimento	HP 250 x 62	98%	0%
3º Pavimento	HP 250 x 62	99%	0%
4º Pavimento	HP 250 x 62	80%	0%
5º Pavimento	HP 250 x 62	61%	0%
6º Pavimento	W 200 x 31,3	44%	13%
7º Pavimento	W 200 x 31,3	30%	13%
8º Pavimento	W 200 x 31,3	25%	13%
9º Pavimento	W 200 x 31,3	25%	13%
Reservatório	W 200 x 35,9	17%	0%
Total de Aço (kg)	**1816,1**		

O valor de taxa de aço inferior a 10% indica que os perfis da base e do topo em uma mesma fração vertical estão apresentando peso próprio bem próximos, quase o mesmo perfil. O cálculo do edifício considerando não apenas dimensões de concreto iguais nas divisões verticais, mas, também, o perfil de aço idêntico nessas seções gera vantagens na redução econômica e no aumento de produtividade na indústria. O processo de fabricação é favorecido por utilizar elementos com dimensão de 12 metros em função de usar fôrmas padronizadas nesse comprimento, ou seja, em obras que possuem prazo limitado o método apresenta redução de mão-de-obra e materiais por causa do uso de fôrmas de madeira em consequência da atividade de remodelagem das fôrmas para colunas de diferentes dimensões. Porém, o modelo possui desvantagens em relação ao acréscimo de outros materiais evidenciados na Tabela 5 onde é feita a comparação dos pilares analisados desse modelo com os do modelo II–A. Portanto, as vantagens e desvantagens citadas devem ser comparadas na particularidade do empreendimento.

Tabela 5: Comparativo das seções de concreto e perfis constantes verticalmente do modelo II-B com o modelo II–A

Pilares	Taxa de Aço do Perfil	Armadura Longitudinal	Volume de Concreto
P1	16,60%	22,60%	13,30%
P2	18,90%	7,70%	5,00%
P3	23,00%	14,50%	26,80%
P4	17,30%	14,10%	4,50%
Média	19%	15%	12%

Quando fazemos essa comparação se evidencia um aumento da taxa de aço do perfil, pois no modelo II – A usa-se o mesmo perfil ao longo das frações verticais, isto é, no topo de cada

seção vertical o perfil é mais leve do que na base. Em função disso, o volume de concreto possui uma leve diminuição. De modo geral o modelo II – B é vantajoso para obras que apresentam cronograma reduzido e que contam com uma pequena equipe de trabalho, porém não apresentou significativa redução da taxa de aço, objetivo de estudo deste trabalho.
Já o modelo II – C: situação de incêndio consistiu em avaliar a estrutura de acordos com as normas [3], [4] e [5], considerando as prescrições mais exigentes dessas normas. Em virtude disso, o modelo II–C foi alterado, em comparação com o modelo II–A, apenas no parâmetro armadura longitudinal mínima (diâmetro de 12,5 milímetros). Por conseguinte, foi aumentada a dimensão mínima de concreto, quando comparada aos modelos II – A e II - B. A mudança geométrica implica na exclusão de mais cinco perfis dos 26 levantados pelo modelo II–A tornando, desse modo, o perfil W 200 x 59 o mais leve dos perfis. Para a análise de redução de aço foram obtidos os seguintes resultados para "P4", mostrados na Tabela 6. Os dados finais dos demais pilares analisados foram iguais ao modelo II-A.

Tabela 6: Comparativo do modelo II – C com o modelo I

Pavimento	**P4 - Extremidade: Carga Reser.**		**Redução da Taxa de Aço**
	Perfil	**Uso da Peça**	**Modelo I**
Pilotis	W 310 x 97	99%	44%
1º Pavimento	W 250 x 73	99%	53%
2º Pavimento	HP 250 x 62	98%	42%
3º Pavimento	W 200 x 59	99%	34%
4º Pavimento	W 200 x 59	80%	19%
5º Pavimento	W 200 x 59	61%	5%
6º Pavimento	W 200 x 59	44%	0%
7º Pavimento	W 200 x 59	30%	0%
8º Pavimento	W 200 x 59	25%	0%
9º Pavimento	W 200 x 59	25%	0%
Reservatório	W 200 x 59	17%	0%
Total de Aço (kg)	**2816**		

A partir dos dados da tabela, a redução de taxa de aço do perfil ocorreu nos seis primeiros pilares da linha "P4", o que nos permite afirmar que a aplicabilidade, considerando essa vantagem, do conjunto misto está restrita a elementos estruturais sujeitos aos esforços mais elevados.

4 CONCLUSÃO

O método de cálculo do programa de dimensionamento utilizado induz a um excedente de segurança estrutural, para pilares de aço-concreto revestidos totalmente, nos casos em que a flexo-compressão é significativa. Isto gerou resultados diferentes do esperado para alguns pilares.

Encontrou-se dificuldades em definir a seção transversal do pilar misto, uma vez que as normas [3], [4] e [5], não se conectam neste quesito, levando a dúvidas quanto ao espaçamento entre a face do concreto e a face do perfil metálico, e no quesito armaduras.
Comparando-se os modelos I com o II – A e o II – C observou-se uma redução de taxa de aço pontual, devido à compressão axial, podendo essa redução chegar a 53%. Entretanto, devido a metodologia de dimensionamento utilizada pelo programa, houve alterações nesse fator para as colunas submetidas à flexo-compressão.
Com relação ao modelo II – B, quando comparado com o modelo I, pode-se observar um aumento no volume de concreto e nas taxas de aço e armadura. Todavia esse modelo se mostra vantajoso nos quesitos de produtividade industrial, e na execução de formas de pilares, além de proporcionar uma construção mais rápida, dentre as opções apresentadas no modelo II.
A tipologia do pilar influenciou diretamente nos resultados obtidos de peso global da estrutura, os modelos mistos apresentaram uma massa global maior do que a estrutura em aço, devido ao acréscimo de concreto e o aumento das taxas de aço. Por esse motivo os modelos mistos podem solicitar mais as estruturas de fundação impactando no seu custo final.
A mesclagem entre o sistema misto aço concreto e o sistema em aço, deve ser vista como uma solução mais adequada. Nos andares inferiores, onde as solicitações são maiores, far-se-ia o uso de elementos mistos, enquanto nos andares superiores os elementos poderiam ser exclusivamente em aço, reduzindo dessa maneira o peso global da estrutura.

REFERÊNCIAS

1. ALVA, G. M. S. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto, Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos,2005; v. 7, n. 25, p. 51-84.

2. PEREIRA, M. F. Análise experimental e numérica de pilares mistos de aço e concreto. Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6118: Concreto - Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

4. 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, 2008.

5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2013.

CONSTRUMETAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Tema: Dinâmica em Estruturas de Aço

ANÁLISE DINÂMICA DE GALPÃO METÁLICO EM SITUAÇÃO DE ABALO SÍSMICO*

Matheus Rocha[1]

André Ribeiro Kuster[2]

Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani[3]

Rodrigo Silveira Camargo4

Resumo

Abalo sísmico é um fenômeno natural, que ocorre devido a fatores como vulcanismo, desmoronamento e tectonismo, causando um carregamento dinâmico nas estruturas e diversos prejuízos, principalmente em regiões nas quais as construções não são dimensionadas para contê-los. Para galpões em estruturas de aço, edificação muito usada no setor industrial, é interessante atestar a magnitude deste esforço na região mais propensa do Brasil, o Acre. Com isso, neste artigo, é considerado um galpão em Cruzeiro do Sul, estado do Acre, destinado a armazenamento, submetido ao carregamento sísmico definido pelas normas ABNT NBR 15421:2006 e EN 1998-1:2004, utilizando o método das Forças Laterais Equivalentes e a Análise Multimodal Espectral. O software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 é utilizado para análise multimodal espectral do modelo tridimensional estudado, e são obtidas diferentes respostas para cada eixo analisado, desconsiderando aceleração vertical. Constata-se que modelos espaciais possuem resultados mais precisos, embora as aproximações por meio de modelos em duas dimensões proporcionem respostas como valor de referência. É implementado também um algoritmo computacional em MATLAB que realiza a análise modal espectral em modelos planos e obtém os parâmetros dinâmicos associados. Três exemplos são apresentados e comparados com as respostas obtidas com uso do software Robot, validando o algoritmo desenvolvido.

Palavras-chave: Abalo Sísmico; Estruturas Metálicas; Dinâmica Estrutural; Análise Sísmica

DYNAMIC ANALYSIS OF SINGLE-STOREY STEEL BUILDING UNDER SEISMIC LOAD

Abstract

Earthquake is a natural phenomenon that occurs due to factors such as volcanism, landslides and tectonism. It causes dynamic loading in structures, and several losses, especially in regions where buildings are not designed to withstand its damages. For single-storey steel buildings, largely used in industrial sector, it is relevant to analyze this load magnitude in the most prone region of Brazil, the state of Acre. Therefore, this paper presents an industrial single-storey steel building at Cruzeiro do Sul, subjected to the seismic loading defined according to ABNT NBR 15421:2006 and EN 1998-1:2004 standards. It is calculated using the lateral force method and the modal response spectrum analysis. The software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 is used to perform the multimodal spectral analysis of a three-dimensional model, and different responses are obtained in each axis, without vertical seismic motion. As conclusion, it is noted that a spatial model presents higher precision in numerical analysis,

although an approximation using two-dimension models gives satisfactory results. Besides, an algorithm is implemented in MATLAB platform that performs the response spectrum analysis in two-dimension models and obtains the associated dynamic parameters. Three examples are presented and compared with the results from Robot software, validating the developed algorithm.

Keywords: Earthquake; Steel Structures; Structural Dynamics; Seismic Analysis.

[1]Engenheiro Civil, Mestrando, Estudante, SET, USP, São Carlos, São Paulo, Brasil.
[2]Engenheiro Civil, Graduado, Vitória, Espírito Santo, Brasil.
[3]Engenheira Civil, D.Sc. Profª Associada, PPGEC, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, Brasil.
[4]Engenheiro Civil, D.Sc. Prof. Adjunto, PPGEC, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O sismo é um fenômeno natural e inesperado que ocorre na crosta terrestre, causando diversos prejuízos à região atingida. Cerca de 90% dos abalos ocorram nas proximidades dos limites das placas tectônicas, e propagam-se sob forma de ondas sísmicas em todas as direções ao longo do hipocentro (local exato da liberação de energia). Por meio dessa propagação, o abalo sísmico atinge a superfície terrestre, causando diversos prejuízos materiais e perdas humanas, principalmente em regiões despreparadas para tal fenômeno.

A excitação causada por ondas sísmicas é de natureza dinâmica, o que requer uma análise dinâmica estrutural. Conforme Clough e Penzien [1], é necessário conhecer as propriedades físicas de rigidez, amortecimento e massa do sistema estrutural. Com elas, calculam-se as forças elástica, de amortecimento e inercial, ao multiplicar respectivamente pelo, deslocamento, velocidade e aceleração. É possível então, estabelecer a equação de equilíbrio dinâmico. Para sistemas com múltiplos graus de liberdade, a abordagem torna-se matricial.

Nesse contexto, o presente trabalho possui como objetivo comparar as diferentes metodologias de cálculo das ações sísmicas em galpões industriais em estruturas de aço. Para tanto, são utilizados modelos numéricos planos e tridimensionais. Para tanto, são utilizadas as prescrições normativas existentes e as análises dinâmicas pertinentes.

Para tanto, será determinado o espectro de resposta de projeto ao sismo, gráfico que relaciona a aceleração espectral da estrutura em função do período natural de vibração do modo correspondente. Ele é previamente determinado com base nas máximas respostas obtidas por um sistema de um grau de liberdade solicitado pela aceleração sísmica. Para projeto, tal espectro é definido conforme normas técnicas, e, neste artigo, foram utilizadas a NBR 15421:2006 [2] e o EN 1998-1:2004 [3] para todas as análises efetuadas.

Para análise de estruturas em situação de sismo, a partir da abordagem modal espectral, o primeiro passo é calcular as frequências naturais de vibração e os respectivos modos de vibração da estrutura. Com base nesses dados, são usadas as equações (1), (2), (3) e (4) para determinação do vetor de forças inerciais atuantes de cada modo.

$$\Gamma_i = \frac{\{\Phi_i\}^T \cdot [m] \cdot \{r\}}{\{\Phi_i\}^T \cdot [m] \cdot \{\Phi_i\}} \quad (1)$$

$$M_{m,i} = \frac{(\{\Phi_i\}^T \cdot [m] \cdot \{r\})^2}{\{\Phi_i\}^T \cdot [m] \cdot \{\Phi_i\}} \quad (2)$$

$$\{s_i\} = \Gamma_i [m] \{\Phi_i\} \quad (3)$$

$$\{f_{I,i}\} = \{s_i\} S_a(T_i) \quad (4)$$

Em que:
Γ_i = fator de participação modal do i-ésimo modo de vibração,
$\{\Phi_i\}$ = vetor de forma associado ao i-ésimo modo de vibração,
$[m]$ = matriz de massa da estrutura,
$\{r\}$ = vetor de influência dos deslocamentos
$M_{m,i}$ = massa mobilizada no i-ésimo modo de vibração,

$\{s_i\}$ = fator de contribuição modal associado ao i-ésimo modo de vibração,
$\{f_{I,i}\}$ = vetor de forças inerciais associado ao i-ésimo modo de vibração,
$S_a(T_n)$ = aceleração espectral baseada no período natural de vibração do i-ésimo modo.

As ações sísmicas finais da estrutura são obtidas por meio de uma combinação das respostas associadas a cada modo de vibração. Assim, conforme Chopra [4], são utilizadas a Combinação Quadrática Perfeita (CQC) ou a Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (SRSS), escolhidas com base na interdependência dos períodos associados aos modos de significativa contribuição de massa para a vibração da estrutura (de pelo menos 5% da massa total da estrutura).

Assim, este trabalho é organizado a partir da apresentação da geometria do galpão tridimensional analisado, e também as análises pertinentes efetuadas. Em seguida, é apresentada a implementação computacional de um algoritmo capaz de efetuar as análises dinâmicas sísmicas para estruturas bidimensionais reticuladas, e sua validação.

2 METODOLOGIA

Nesse trabalho, conforme normatização brasileira e europeia, são realizadas duas análises: Método das Forças Laterais Equivalentes e a Análise Multimodal Espectral. O objetivo é determinar a força total horizontal causada pela aceleração sísmica de projeto, que atua em cada eixo da estrutura. As premissas associadas aos dois métodos dizem respeito à zona sísmica sobre a qual a estrutura está construída, à categoria de importância do uso da estrutura e à classe do solo. É avaliada também a regularidade da estrutura em plano em elevação.

2.1 NBR 15421:2006: Método das Forças Horizontais Equivalentes [2]

Para aplicar o Método das Forças Horizontais Equivalentes, é necessário calcular a aceleração espectral, associada à zona sísmica. Para tanto, são utilizadas a aceleração sísmica de projeto a_g da região, um coeficiente associado ao tipo de solo e um coeficiente de modificação associado ao uso e risco da estrutura estudada. A Tabela 1 apresenta este cálculo, e as zonas sísmicas brasileiras são definidas conforme a Figura 1.

Tabela 1 – Acelerações sísmicas de projeto a partir da zona sísmica

Zona sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0{,}025g$
Zona 1	$0{,}025g \leq a_g \leq 0{,}05g$
Zona 2	$0{,}05g \leq a_g \leq 0{,}10g$
Zona 3	$0{,}10g \leq a_g \leq 0{,}15g$
Zona 4	$a_g = 0{,}15g$

Fonte: ABNT NBR 15421:2006 [2].

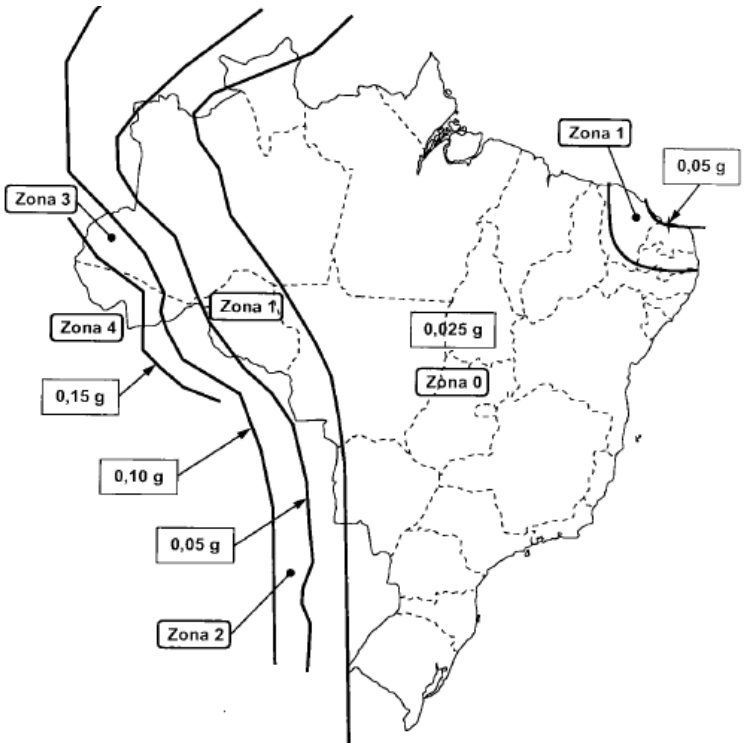


Figura 1 – Mapeamento da a_g para terrenos da classe B ("Rocha") no Brasil

Fonte: ABNT NBR 15421:2006 [2].

A classe do terreno é escolhida a partir de ensaios geotécnicos, como velocidade de propagação da onda sísmica ou pelo número de golpes do ensaio *Standard Penetration Test*. Essa classificação é efetuada, no âmbito da normatização brasileira, pela Tabela 2.

Tabela 2 – Classe do terreno

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30m superiores do terreno	
		v_s	$\bar{N}$
A	Rocha sã	$v_s \geq 1500\ m/s$	(não aplicável)
B	Rocha	$1500\ \geq v_s \geq 760\ m/s$	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760\ \geq v_s \geq 370\ m/s$	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370\ \geq v_s \geq 180\ m/s$	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$v_s \leq 180\ m/s$	$\bar{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3m de argila mole.	
F	-	1 Solo exigindo avaliação específica, como: 2 Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argila muito sensíveis e solos colapsáveis fracamente cimentados; 3 Turfa ou argilas muito orgânicas; 4 Argilas muito plásticas; 5 Estratos muito espessos ($\geq 35\ m$) de argila mole ou média.	

Fonte: ABNT NBR 15421:2006 [2].

Assim, os fatores de amplificação sísmica do solo C_a e C_v, associados ao períodos naturais de vibração 0,0 e 1,0s, respectivamente, são definidos a partir da classe do terreno e da aceleração sísmica da zona associada, conforme Tabela 3.

Tabela 3 – Fatores de amplificação sísmica no solo

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g\ \leq 0{,}10g$	$a_g = 0{,}15g$	$a_g\ \leq 0{,}10g$	$a_g = 0{,}15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: ABNT NBR 15421:2006 [2].

Tais fatores são utilizados para a definição das acelerações espectrais, a partir da Equação 5.

$$a_{gs0} = C_a a_g$$
$$a_{gs1} = C_v a_g \quad (5)$$

Na equação 5, a_{gs0} e a_{gs1} representam, respectivamente, as acelerações espectrais para o período natural de 0,0s e 1,0s de um sistema de um grau de liberdade com razão de amortecimento igual a 5%.

A categorização das estruturas quanto a natureza da ocupação considera o nível de importância de estruturas para o atendimento humano em caso de sismo e para a preservação do provimento de serviços básicos, como eletricidade e água. Essa categorização se reflete no fator de importância I. Assim, estruturas consideradas de importância substancial para a preservação da vida humana, como escolas, instituições de saúde sem tratamento de emergência ou penitenciárias assumem o fator I igual a 1,25. Estruturas definidas como essenciais, tais como hospitais com emergência, prédio de bombeiros e policiais, estações de tratamento de água, possuem fator I igual a 1,5. Demais estruturas possuem o fator I como 1.

O coeficiente de modificação da resposta é um parâmetro relacionado ao sistema estrutural sismo-resistente da estrutura. Para estruturas em aço, a NBR 15421:2006 [2] prescreve os valores constantes na Tabela 4.

Tabela 4 – Coeficientes de projeto para diversos sistemas básicos em aço sismo-resistentes

Sistema básico sismo-resistente	Coeficiente de modificação da resposta (R)
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial	8
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento intermediário	4,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5
Pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento especial	6
Pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento usual	3,25
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento especial	7

Fonte: ABNT NBR 15421:2006 [2].

Avalia-se também a existência de irregularidades em plano e em elevação. Essa verificação é efetuada considerando as descontinuidades do sistema estrutural. Tais exemplos são elementos verticais com eixos fora do mesmo plano ou pavimentos com resistência lateral notadamente inferior em comparação aos outros.

Com todas as premissas de tipo de solo, aceleração sísmica e sistema estrutural, é aplicado o Método das Forças Laterais Equivalentes. O método consiste em determinar a força horizontal total na base da estrutura, em uma determinada direção, de acordo com a Equação 6.

$$H_b = C_s \, . W \quad (6)$$

Em que W é o peso total da estrutura e C_s é o coeficiente de resposta sísmica, determinado a partir da Equação 7.

$$C_s = \frac{2{,}5 \, . \left(\frac{a_{gs0}}{g}\right)}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (7)$$

Na Equação 7, g é a aceleração da gravidade. Ressalta-se que o coeficiente assume valor mínimo igual a 0,01 e valor máximo calculado de acordo com a Equação 8.

$$C_s = \frac{2{,}5 \, . \left(\frac{a_{gs1}}{g}\right)}{T \left(\frac{R}{I}\right)} \quad (8)$$

Para o cálculo do período natural de vibração aproximado da estrutura, é usada a Equação 9.

$$T_a = C_T \, . h_n^x \quad (9)$$

Os coeficientes C_T e x são determinados a partir da Tabela 5, enquanto que h_n é a altura da estrutura acima da base, em metros.

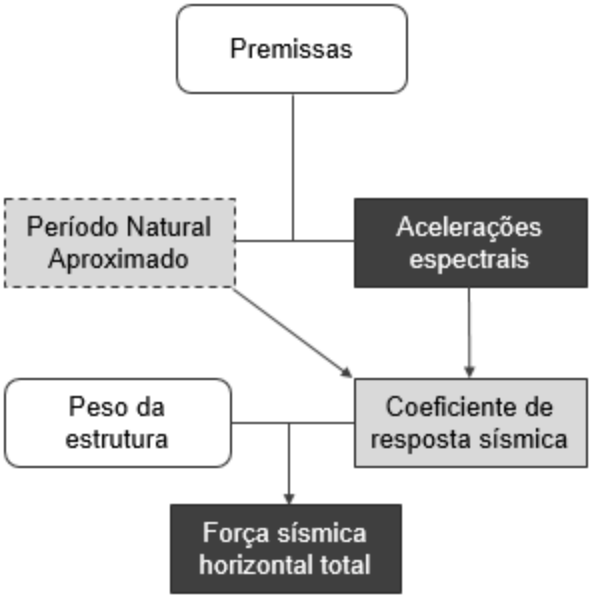
Tabela 5 – Coeficientes de período da estrutura

Tipo de estrutura	C_T	x
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes	0,0724	0,8
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto	0,0466	0,9
Estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças	0,0731	0,75
Para todas as outras estruturas	0,0488	0,75

Fonte: ABNT NBR 15421:2006 [2].

Assim, é possível organizar o fluxograma de cálculo para a força sísmica horizontal total conforme a Figura 2.

Figura 2 – Fluxograma de cálculo de força sísmica horizontal pela NBR 15421:2006 [2]



Fonte: Autores.

2.2 EN 1998-1:2004 [3]: Método das Forças Horizontais Equivalentes e Análise Multimodal Espectral

2.2.1 Premissas de cálculo

A concepção das edificações sismo-resistentes é efetuada a partir de alguns princípios associados a um melhor comportamento mecânico diante da ação sísmica. São eles:

- Simplicidade da estrutura;
- Uniformidade, simetria e hiperestaticidade da estrutura;
- Resistência e rigidez nas duas direções principais;
- Resistência e rigidez relacionadas à torção do eixo vertical;
- Comportamento diafragma ao nível de cada andar, redistribuindo as ações sísmicas;
- Fundações apropriadas.

A classe de ductilidade da estrutura é considerada para a análise sísmica. Ela pode ser DCH (classe de ductilidade alta), DCM (média) e DCL (baixa). Em zonas de sismicidade moderada ou elevada, recomenda-se o dimensionamento das estruturas em classe DCM (média) e DCH (elevada). Essa classe é determinada, para estruturas metálicas, a partir da razão largura-espessura dos perfis laminados.

O tipo de sistema estrutural utilizado para transmitir e resistir às cargas provenientes dos terremotos é considerado na determinação do fator de comportamento q, apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 – Fator de comportamento para estruturas regulares de classe DCM

Tipo de estrutura	q
Estrutura tipo pórtico com um vão e um nível	4,0
Estruturas estabilizadas por contraventamentos a diagonais centradas, triangulação em X	4,0

Fonte: Manual for the Seismic Design of Steel and Concrete Buildings to EN 1998-1 (2004).

As zonas sísmicas são adotadas pelas autoridades de cada país que adota o Eurocode como prescrição normativa. Para este trabalho, a zona sísmica foi arbitrada como equivalente à considerada pela norma brasileira. A partir dela, é determinada a aceleração pico de referência a_{gR}. A Tabela 7 apresenta a relação entre a zona sísmica e os valores de aceleração associados.

Tabela 7 – Classificação da zona sísmica e valores de a_{gR}

Zona Sísmica	Valores de a_{gR}
1	-
2	0,7
3	1,1
4	1,6
5	3,0

Fonte: EN 1998-1 [3]

Assim como a NBR 15421:2006 [2], o EN 1998-1:2004 [3] também prevê um coeficiente de importância γ_I associado à categoria de uso das edificações. Este valor é obtido a partir da Tabela 8.

Tabela 8 – Categorias de importância das edificações

Categoria de Importância	Edificação	γ_I
I	Edificações com menor importância para a segurança das pessoas. Edificações agrícolas, por exemplo.	0,8
II	Edificações correntes que não pertencem às demais categorias	1,0
III	Edificações as quais a resistência ao sismo é importante, levando em conta as consequências de um colapso. Por exemplo, escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,2
IV	Edificações as quais a integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil. Por exemplo: hospitais, corpo de bombeiros, centrais elétricas, etc.	1,4

Fonte: Manual for the Seismic Design of Steel and Concrete Buildings to EN 1998-1 [5].

A classe de solo é determinada a partir de parâmetros geotécnicos, de acordo com a Tabela 9.

Tabela 9 – Classes de solo

Classe de solo	Descrição do perfil do solo	Parâmetros		
		Vs,30 (m/s)	$\bar{N}$ (golpes/ 30cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica deste tipo	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito densos, ou argila muito consolidada, pelo menos dezenas de metros de espessura, com aumento progressivo das propriedades mecânicas coma profundidade.	360-800	> 50	> 250
C	Depósitos de areia densos ou medianamente densos, pedregulhos, ou argila medianamente compacta.	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solo sem coesão e de sensibilidade baixa a média, ou de argilas moles	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo de aluvião de classe C ou D, e uma espessura entre 5m e 20m, repousando sobre um material de classe A	-		
S1	Depósitos contendo uma camada de ao menos 10m de espessura de argilas moles ou de siltes com um índice de plasticidade elevado (IP > 40)	< 100 (indicativo)	-	10-20
S2	Depósitos de solos que sofrem efeito de liquefação ou de argilas sensíveis ou todo outro tipo de solo que não se aplica entre as demais classes			

Nota: Para os solos dos tipos S1 e S2, estudos particulares devem ser realizados para a definição da ação sísmica. Para esses casos, a ruptura do solo em caso de sismo, ou um reforço adaptado do solo devem ser colocados em prática.

Fonte: EN 1998-1 [3].

Assim sendo, é possível determinar o espectro de resposta de projeto da estrutura, a partir da Equação 10.

$$S_e(T) = a_g S\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B}\left(\frac{2{,}5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right], \text{para } 0 \leq T \leq T_B$$
$$S_e(T) = \frac{2{,}5 a_g S}{q}, \text{para } T_B \leq T \leq T_C$$
$$S_e(T) = \frac{2{,}5 a_g S}{q}\left[\frac{T_C}{T}\right], \text{para } T_C \leq T \leq T_D \quad (10)$$
$$S_e(T) = \frac{2{,}5 a_g S}{q}\left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right], \text{para } T_D \geq T$$

Os parâmetros S (adimensional), T_B, T_C e T_D (em segundos) são dados na Tabela 10.

Tabela 10 – Valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta

Classe de solo	Tipo 1 (Forte sismicidade) Zona 5				Tipo 2 (baixa sismicidade) Zonas 1 a 4			
	S	T_B	T_C	T_D	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,4	2,0	1,0	0,03	0,2	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,0	1,35	0,05	0,25	2,5
C	1,15	0,2	0,6	2,0	1,5	0,06	0,4	2,0
D	1,35	0,2	0,8	2,0	1,6	0,1	0,6	1,5
E	1,4	0,15	0,5	2,0	1,8	0,08	0,45	1,25
S1	Estudos específicos devem definir os valores de S, T_B, T_C e T_D							
S2								

Fonte: Manual for the Seismic Design of Steel and Concrete Buildings to EN 1998-1 [4].

2.2.2 Método das Forças Laterais Equivalentes

O método simplificado das forças laterais equivalentes só pode ser utilizado em edificações regulares em plano e em elevação. Além disso, o período natural de vibração T_1 em cada uma das direções ortogonais deve ser menor que 2,0s e $4T_C$. Uma aproximação para determinação do período natural é admitida, de acordo com a Equação 11.

$$T_1 = C_t . h_n^{\frac{3}{4}} \quad (11)$$

Em que h_n é a altura da edificação, em metros e C_t é o coeficiente relacionado ao sistema estrutural, igual a $0{,}085$ no caso dos pórticos rígidos em aço e $0{,}05$ para pórticos em aço contraventados em X.

O esforço cortante sísmico na base da estrutura F_b é determinado pela Equação 12, para cada direção principal na qual a edificação é analisada.

$$F_B = \lambda\, m_T\, S_e(T_1) \quad (12)$$

Em que $S_e(T_1)$ é a ordenada do espectro de projeto para o período fundamental de vibração T_1 para o movimento de translação na direção considerada e m_T é a massa total da edificação. O coeficiente de correção λ admite valor 1 para estruturas de 1 andar, escopo deste trabalho.

2.2.3 Análise Multimodal Espectral

A resposta de todos os modos de vibração que contribuem de maneira significativa à resposta global devem ser levados em consideração. Este princípio é satisfeito se, em cada uma das direções:

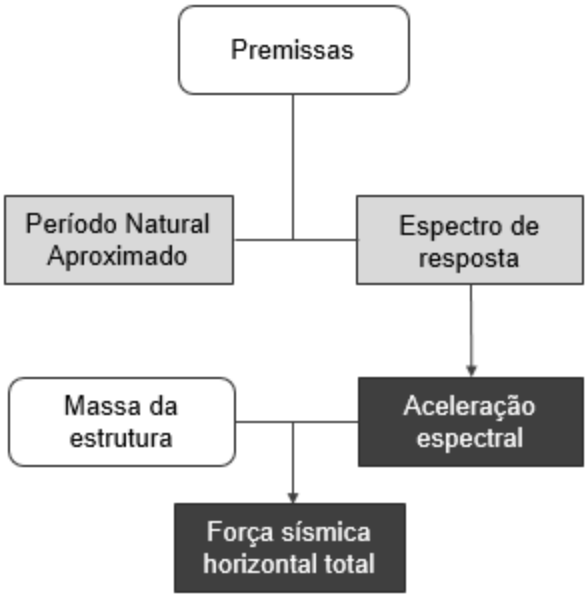
- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados atingir ao menos 90% da massa total da estrutura; ou

- Todos os modos os quais a massa modal efetiva é superior a 5% da massa total forem levados em conta.

Para a combinação dos modos, o efeito total da ação sísmica (forças e deslocamentos, por exemplo) pode ser considerado através da combinação quadrática simples, completa (CQC) ou da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS).

Sendo assim, o fluxograma apresentado na Figura 3 apresenta o procedimento de cálculo para determinação da força sísmica horizontal total com uso do EN 1998-1:2004 [3].

Figura 3 – Fluxograma de cálculo de força sísmica horizontal pelo EN 1998-1:2004 [3]



Fonte: Autores.

2.3 Geometria do Galpão

A edificação a ser analisada para carregamentos sísmicos é um galpão hipotético com sistema estrutural em pórtico rígido na direção transversal e contraventado na direção longitudinal, localizado na cidade de Cruzeiro do Sul, no estado do Acre, Brasil. Composto por um único pavimento, e destinado a armazenamento industrial, o galpão é considerado sobre solo típico de areia medianamente compacta, com número médio de 20 golpes no ensaio STP.

A estrutura escolhida para o desenvolvimento deste trabalho foi estudada por D'Alambert [6] e possui vão igual a 30m, altura das colunas igual a 9m e distância entre pórticos igual a 6m, com 4 pórticos. A inclinação da cobertura é de 10% (5,71º). São considerados perfis estruturais laminados da Gerdau em aço ASTM A 572 Grau 50, com resistência ao escoamento de 345 MPa, exceto nas terças, em que foi considerado o aço ASTM A36. Os elementos são considerados de forma que instabilidades globais e locais não possam ocorrer para combinações de ações associadas a peso próprio, sobrecarga e vento. Os perfis utilizados são destacados na Tabela 11.

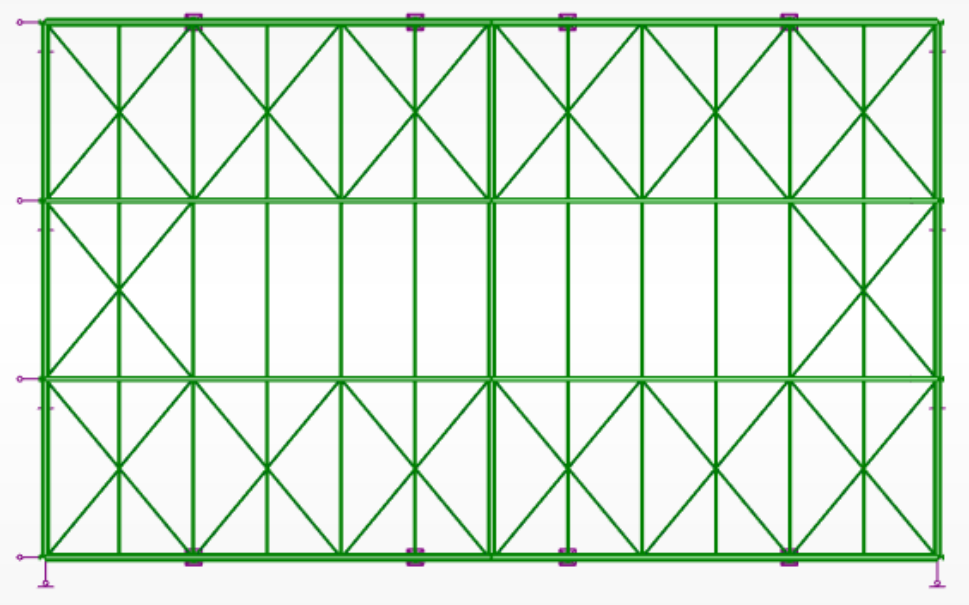
Tabela 11 – Perfis Utilizados no Galpão

Elemento	Perfil
Colunas do Pórtico Rígido	W 410x67
Vigas do Pórtico Rígido	W 410x46
Terças	UDC S 200x75x2
Contraventamentos da Cobertura	L 51x51x4,8
Contraventamentos de Tapamento	2L 76x76x4,8
Vigas de Travamento	2L 76x76x4,8
Colunas de Travamento	W 310x45
Escora de Beiral	W 150x22

Fonte: Autores.

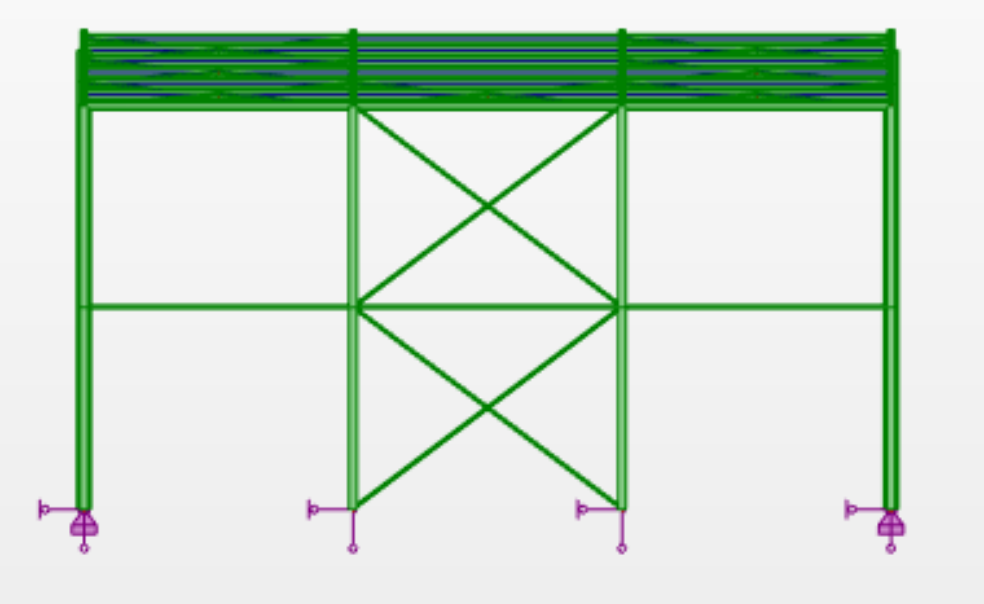
A disposição dos contraventamentos no plano da cobertura e na fachada longitudinal é representada na Figura 4 e Figura 5, respectivamente.

Figura 4 – Disposição dos contraventamentos no plano da cobertura



Fonte: Autores.

Figura 5 – Disposição dos contraventamentos na fachada longitudinal



Fonte: Autores.

A massa total da estrutura foi determinada com uso do software *Robot Structural Analysis*, e é $22426kg$ (peso de $220{,}00kN$). Os elementos constituintes dos tapamentos frontais/fundos não foram modelados porque não são elementos resistentes às ações sísmicas. Esta função é atribuída ao pórtico rígido.

As prescrições normativas utilizadas requerem a necessidade de avaliar a estrutura quanto à regularidade em plano e em elevação. É possível afirmar que o galpão em estudo é regular nos dois critérios. Com isso, são válidos o uso de um modelo plano e a análise pelo método das forças horizontais equivalentes.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Análise pelas Forças Laterais Equivalentes: NBR 15421:2006 [2]

Para realizar a análise segundo o método das forças laterais equivalentes são utilizadas: a massa da estrutura, a altura da edificação e o sistema estrutural. Com essas informações, o período natural de vibração aproximado é calculado. Já para o cálculo da aceleração espectral de projeto, é necessário saber as classificações relativas ao tipo de solo e zona sísmica na qual a estrutura se encontra.

A zona sísmica considerada é 4. Com isso, a aceleração de pico característica é calculada pela Equação 13.

$$a_g = 0{,}15g \Longrightarrow a_g = 1{,}4715m/s^2 \quad (13)$$

Em seguida, a partir do número de golpes para o ensaio SPT, a classe do solo é definida como D. Desse modo, os coeficientes C_a e C_v são, respectivamente, 1,5 e 2,2. Com eles, são calculadas as acelerações espectrais associadas na Equação 14.

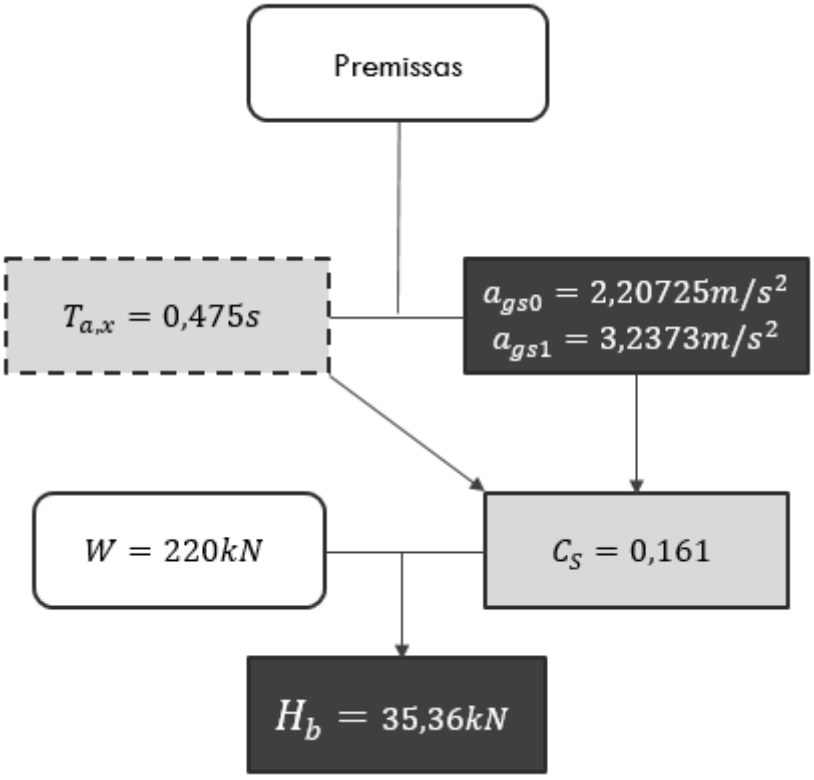
$$a_{gs0} = C_a\, a_g \Longrightarrow a_{gs0} = 2{,}20725 m/s^2$$
$$a_{gs1} = C_v\, a_g \Longrightarrow a_{gs1} = 3{,}2373 m/s^2 \quad (14)$$

A categoria de importância da estrutura é I, devido ao fato de a estrutura não ser essencial ou substancial ao atendimento de catástrofes, nem armazenar produtos de alta periculosidade. Assim, o fator de importância utilizado é 1,00.

Os sistemas sismo-resistentes diferem em cada plano. No eixo do vão livre (x), são utilizados pórticos em aço momento-resistentes, com detalhamento usual. Já no eixo transversal ao vão livre (y), o sistema é de pórticos em aço contraventados em treliça, com detalhamento usual. Com isso, o coeficiente de modificação da resposta é 3,5 para o eixo x, enquanto que ele vale 3,25 para o eixo y.

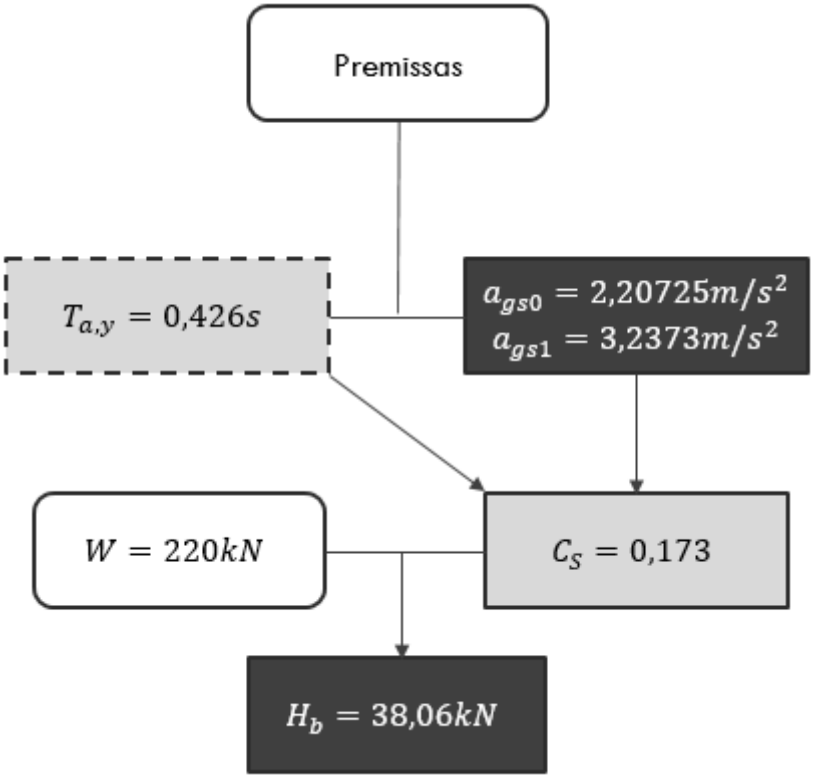
Sendo assim, são apresentados dois fluxogramas referente aos resultados, com base no apresentado na Figura 2**Erro! Fonte de referência não encontrada.**. São calculados: o período natural aproximado, os coeficientes de resposta sísmica e a força sísmica horizontal total. O cálculo referente ao sistema de pórtico rígido é apresentado na Figura 6, enquanto que os cálculos a respeito do sistema contraventado são apresentados na Figura 7.

Figura 6 – Cálculo da força sísmica horizontal total para eixo do vão livre



Fonte: Autores.

Figura 7 – Cálculo da força sísmica horizontal total para eixo transversal ao vão livre



Fonte: Autores.

3.2 Análise pelo Método das Forças Laterais Equivalentes: EN 1998-1:2004 [4]

Para a análise pela norma europeia, é escolhida a zona sísmica 4, por ter um valor de aceleração próximo à adotada pela norma brasileira. A classe de ductilidade relacionada às estruturas usadas é DCM, e, para ambos os eixos analisados, o fator de comportamento é 4,0.

Devido ao uso industrial de armazenamento do galpão, ele é classificado como categoria II, cujo coeficiente de importância vale 1,0. Pelo ensaio SPT, cujo número de golpes para o solo da estrutura estudada é 20, a classe do solo é C.

Tendo esses parâmetros, é determinada a aceleração espectral, pelo produto entre a aceleração de pico característica de $1{,}6m/s$ pelo fator de importância 1,0. Assim a aceleração espectral a_g é igual a $1{,}6m/s^2$.

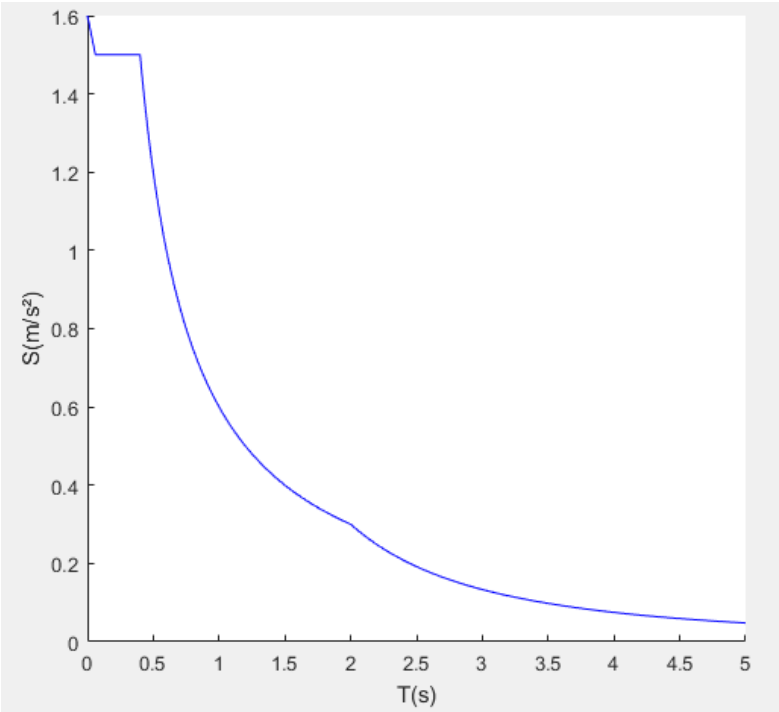
Com uso da Equação 11, são determinados os períodos naturais de vibração para cada um dos eixos analisados. No eixo do vão livre (x), o sistema estrutural é em aço com pórticos rígidos. No eixo transversal ao vão livre (y), o sistema é contraventado. Assim, C_t assume valor de 0,085 para o eixo x e 0,05 para o eixo y. A altura da edificação é 10,5m. Os resultados obtidos são apresentados na Equação 15.

$$T_{1,x} = 0{,}085.10{,}5^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow T_{1,x} = 0{,}496s$$
$$T_{1,y} = 0{,}05.10{,}5^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow T_{1,y} = 0{,}292s \quad (15)$$

Desse modo, o espectro de resposta é montado. A partir da Tabela 10, os valores dos parâmetros do espectro são definidos. Para solo classe C e zona sísmica 4, têm-se que T_B é igual a 0,06, T_C é igual a 0,4, T_D é igual a 2 e S é igual a 1,5. Com isso, o espectro de resposta é definido pela Equação 16, e apresentado em formato de gráfico na Figura 8.

$$S_e(T) = 1{,}6 \cdot 1{,}5\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0{,}06}\left(\frac{2{,}5}{4} - \frac{2}{3}\right)\right], \text{para } 0 \leq T \leq 0{,}06s$$
$$S_e(T) = 1{,}5\,, \text{para } 0{,}06s \leq T \leq 0{,}4s$$
$$S_e(T) = \frac{2{,}5 \cdot 1{,}6\ \cdot 1{,}5}{4}\left[\frac{0{,}4}{T}\right], \text{para } 0{,}4s \leq T \leq 2{,}0s \quad (16)$$
$$S_e(T) = \frac{2{,}5 \cdot 1{,}6\ \cdot 1{,}5}{4}\left[\frac{0{,}8}{T^2}\right], \text{para } 2{,}0 \leq T$$

Figura 8 – Aceleração espectral de resposta em função do período natural



Fonte: Autores.

Assim, com uso dos períodos aproximados de vibração $T_{1,x}$ e $T_{1,y}$, são encontradas as acelerações espectrais de resposta $S_e(T_{1,x})$ e $S_e(T_{1,y})$, que valem $1{,}21m/s^2$ e $1{,}50m/s^2$, respectivamente.

Por fim, a força horizontal total é calculada a partir da Equação 12. Desse modo, a Equação 17 apresenta os cálculos para a força em cada eixo analisado.

$$F_{b,x} = 1\,.\,22426\,.\,1{,}210 \Longrightarrow F_{b,x} = 27135{,}46N = 27{,}14kN$$
$$F_{b,y} = 1\,.\,22426\,.\,1{,}50 \Longrightarrow F_{b,y} = 33639{,}00N = 33{,}64kN \quad (17)$$

3.3 Análise multimodal espectral segundo o EN 1998-1:2004 [3]

Na análise modal espectral, foi utilizado um modelo em elementos finitos desenvolvido no software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017, que contemplou todas as características de rigidez e massa associadas à estrutura, bem como o fator de amortecimento considerado, de 5%. Dessa forma, foi possível determinar os esforços horizontais a serem aplicados à estrutura. Como a aceleração sísmica vertical (90% da aceleração de referência) é inferior a 25% da aceleração da gravidade, seus efeitos podem ser desprezados.

Os resultados da análise modal constataram a existência dos 163 primeiros modos de vibração para mobilizar pelo menos 90% da massa total da estrutura. Como síntese desse resultado, abordam-se na Tabela 12, Tabela 13 e Tabela 14 apenas os modos principais. A aceleração espectral dos modos 1 e 5, responsáveis, respectivamente, pela maior mobilização de massa nos eixos x e y. A aceleração para o modo 1 é igual a $1{,}2m/s^2$ e para o modo 5 é igual a $1{,}5m/s^2$.

Tabela 12 – Modos principais de vibração e suas características

Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal efetiva x (%)	Massa modal efetiva y (%)
1	2,00	0,5	74,97	0,00
5	4,71	0,21	0,00	51,19
7	5,21	0,19	5,79	0,00
25	10,19	0,1	0,00	12,1
31	11,33	0,09	0,00	11,38

Fonte: Autores.

Tabela 13 – Reações horizontais na base para os modos principais ao carregamento sísmico E_x

	Modo 1		Modo 5		Modo 7		Modo 25		Modo 31	
E_x	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$
Soma	20,09	0,09	0,00	0,02	1,92	0,07	0,00	0,00	0,03	0,00

Fonte: Autores.

Tabela 14 – Reações horizontais na base para os modos principais ao carregamento sísmico E_y

	Modo 1		Modo 5		Modo 7		Modo 25		Modo 31	
E_y	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$
Soma	0,01	0,00	-0,10	-22,16	0,01	0,00	0,21	-1,61	0,00	-0,40

Fonte: Autores.

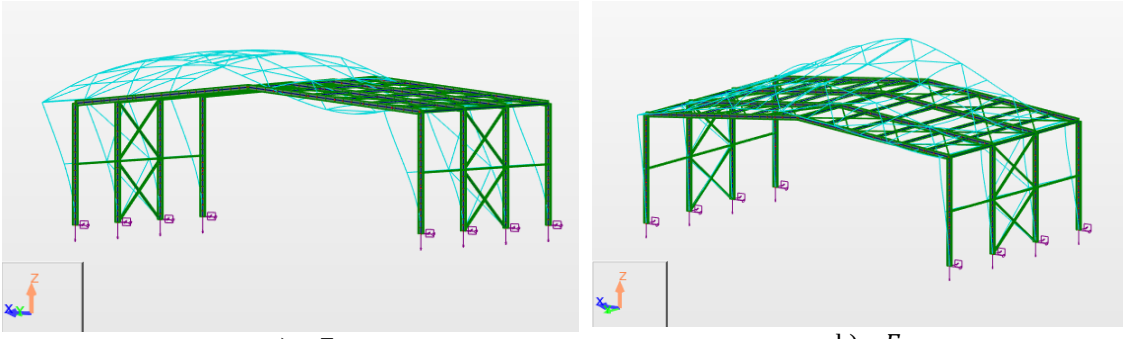
Pela análise verifica-se que os períodos referentes aos modos de vibração principais diferem de mais de 10%, logo, são independentes e, portanto, lança-se mão do Método da Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (SRSS) para combinar as respostas de cada modo da estrutura. A Tabela 15 apresenta os resultados da soma das reações horizontais para as direções *x* e *y* e a Figura 9 apresenta as deformadas correspondentes.

Tabela 15 – Reações horizontais (kN) na base para a combinação SRSS

	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$
E_x	20,38	0,89
E_y	3,49	26,64

Fonte: Autores.

Figura 9 – Vista da deformada na combinação SRSS para o carregamento sísmico analisado



a) E_x b) E_y

Fonte: Autores.

3.4 Discussão dos Resultados

A Tabela 16 apresenta os esforços calculados pelo método das forças laterais equivalentes e pela análise modal espectral, considerando a aplicação do sismo nos eixos do sistema estrutural de pórticos rígidos (eixo x) e do sistema estrutural contraventado (eixo y).

Tabela 16 – Resultados das análises sísmicas, em kN

Método de Análise	Norma	E_x		E_y	
		$F_{b,x}$	$F_{b,y}$	$F_{b,x}$	$F_{b,y}$
Força Lateral Equivalente	NBR 15421:2006	35,36	0	0	38,06
	EN 1998-1:2004	27,14	0	0	33,64
Modal Espectral	EN 1998-1:2004	20,38	0,89	3,49	26,64

Fonte: Autores.

É possível constatar as diferenças entre as respostas horizontais na base da estrutura pelo método das forças laterais equivalentes conforme a NBR 15421:2006 [2] e a EN 1998-1:2004 [3]. Isso se deve ao fato de a análise pela norma brasileira fazer uso do coeficiente de resposta sísmico, que não utiliza diretamente o período natural de vibração da estrutura em sua determinação, que é apenas usado para cálculo do coeficiente limite. Enquanto isso, o método de análise feito pela norma europeia considera diretamente, para cálculo da força na base da

estrutura, o valor da aceleração espectral de resposta da estrutura, parâmetro associado ao período natural de vibração.

Diante desses fatores, é possível constatar que o método das forças laterais equivalentes é interessante para obter a ordem de grandeza do carregamento sísmico na estrutura. Contudo, é imprescindível, sempre que possível, que seja feita a análise modal espectral com uso de um modelo tridimensional, para que seja possível apurar todas as especificidades associadas à distribuição de massa e rigidez da estrutura.

Por fim, outro fator interessante a se constatar com o uso da análise modal espectral é que ela leva em consideração o efeito da vibração de cada modo da estrutura diante do sismo, bem como os combina após a determinação das forças inerciais de cada nó da estrutura. Isso possibilita um resultado mais preciso para o dimensionamento estrutural.

4 IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

4.1 Considerações

Nesse trabalho, a implementação computacional para a análise modal espectral foi realizada na plataforma MATLAB para estruturas bidimensionais. Assim, calcula-se modos e frequências naturais, porcentagem de massa mobilizada, carregamento sísmico para cada modo e a força sísmica total aplicada à estrutura. Nesta análise, os graus de liberdade considerados são: deslocamento horizontal, deslocamento vertical e rotação nesse plano.

Para tanto, a matriz de rigidez local de elemento de viga, com três graus de liberdade por nó, foi utilizada e, considerando a disposição geométrica das barras, empregou-se a matriz de transformação para obter as rigidezes nos eixos globais da estrutura. Ao se montar a matriz de rigidez global, por meio da correta associação dos elementos correspondentes ao grau de liberdade de cada nó, é efetuada a eliminação de linhas e colunas, como forma de introduzir as condições de contorno na formulação do problema. Para a matriz de massa, considera-se a formulação consistente, pois Paz e Leigh [7] afirmam que essa formulação possui resultados que são melhores aproximações da solução exata que o uso da matriz de massa concentrada. Assim, a matriz de massa global é construída de maneira análoga à matriz de rigidez.

A análise modal é executada considerando as matrizes de rigidez e massa após a eliminação de linhas e colunas correspondentes aos deslocamentos conhecidos. Assim, obtêm-se o vetor de frequências naturais da estrutura $\{\omega\}$ em rad/s, e a matriz de forma modal $[\Phi]$.

O vetor de influência de deslocamentos $\{r\}$ utilizado no código considera que, para o deslocamento unitário dos apoios na direção horizontal, todos os nós da estrutura deslocam-se também de uma unidade nesta direção. Sabe-se que, para cada nó, o deslocamento x é correspondente ao primeiro grau de liberdade dos três disponíveis no plano. Assim, considera-se este grau de liberdade como sendo correspondente ao de posição $3u - 2$ (1, 4, 7, ...). Dessa forma, é definido o vetor $[r]$ conforme a Equação 18.

$$\{r_{i1}\}_{3Nx1} = \begin{cases} 1, se\ i = 3u - 2, com\ 1 \leq u \leq N \\ 0, se\ i \neq 3u - 2, com\ 1 \leq u \leq N \end{cases} \quad (18)$$

Em que n é o número de nós que a estrutura possui.

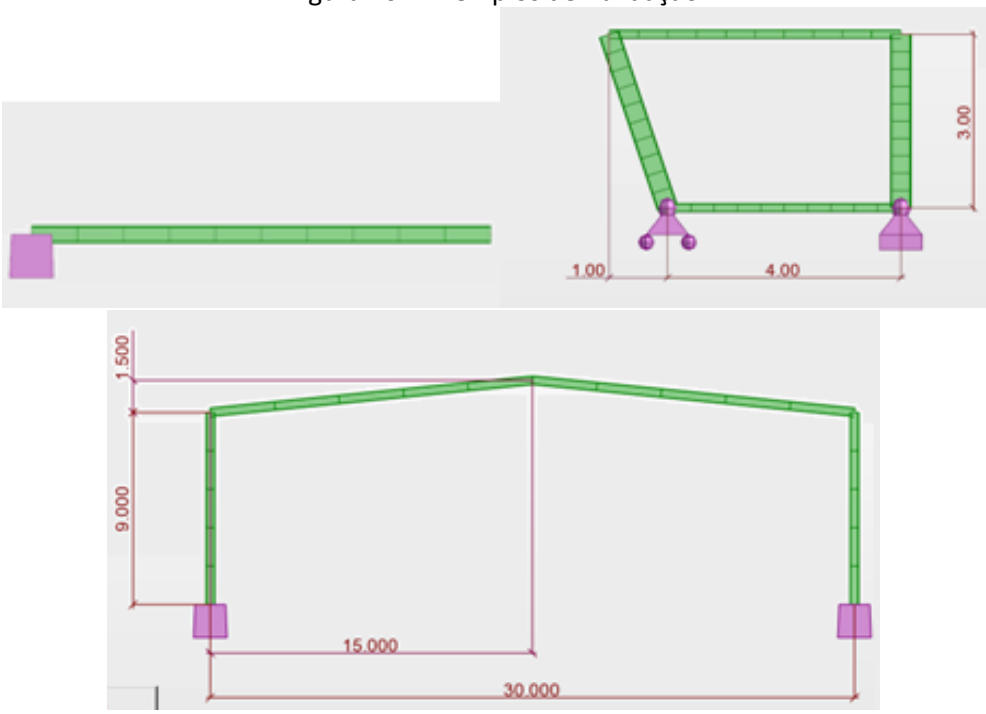
Para determinação dos fatores de participação modal Γ_i, com uso da Equação (1), é utilizada a matriz de massa global sem apoios. Com os fatores de participação modais calculados, é possível calcular também os fatores de contribuição modal s_i associados a cada modo i de vibração, conforme Equação (3).

O espectro de resposta considerado para as análises é o mesmo utilizado para a análise do galpão, definido com base na EN 1998-1:2004 [3]. Dessa forma, com uso da Equação (4), é feito o cálculo das forças inerciais associadas a cada nó da estrutura, e para cada modo de vibração. Por fim, essas forças são combinadas pelo método CQC ou SRSS, de acordo com o critério preconizado em norma.

4.1 Exemplos de Validação do Código

Três exemplos, apresentados na Figura 10, foram utilizados para fazer a validação do código implementado em MATLAB. A validação é efetuada comparando-se os resultados do código com os obtidos pelo software Autodesk Robot Structural Analysis 2017.

Figura 10 – Exemplos de Validação



Fonte: Autores.

A primeira estrutura é uma viga de aço de 4m de comprimento, sendo usados 10 elementos de barra, engastada no nó inicial, e com perfil tipo W150x14, cuja área da seção transversal é $17{,}8.10^{-4}\ m^2$ e o momento de inércia é 687.10^{-8} m^4. A segunda estrutura é um quadro isostático com apoios de 1º e 2º gênero. As barras horizontais são de perfil W150x14, enquanto que as outras são de perfil W360x39, cuja área da seção transversal é $49{,}8.10^{-4}\ m^2$ e o momento de inércia é $1{,}02.10^{-4}$ m^4. A barra superior possui uma massa distribuída de $5000 kg/m$. A terceira estrutura é um pórtico rígido engastado nas bases. Esse exemplo é

idêntico ao pórtico do galpão analisado em três dimensões no item 3. Os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 17 e Tabela 18 para, respectivamente, a frequência de vibração calculada e para as forças horizontais totais atuantes.

Tabela 17 – Frequências de vibração (Hz) calculadas com MATLAB e Robot

Modo	Viga Engastada e Livre			Quadro Isostático			Pórtico Engastado		
	MATLAB	Robot	Desvio Percentual	MATLAB	Robot	Desvio Percentual	MATLAB	Robot	Desvio Percentual
1	11,4	11,39	0,08%	0,819584	0,82	-0,05%	1,86	1,86	0,19%
2	71,44	71,14	0,42%	2,315016	2,32	-0,21%	1,91	1,91	0,19%
3	200,08	198,15	0,97%	6,294977	6,29	0,08%	4,92	4,91	-0,20%
4	323,59	323,54	0,02%	12,27654	12,28	-0,03%	9,01	8,99	-0,23%
5	392,35	385,5	1,78%	20,00186	20,00	0,01%	15,01	14,95	-0,42%
6	649,6	631,8	2,82%	26,75356	26,75	0,01%	19,18	19,14	-0,23%
7	973,18	934,96	4,09%	29,66641	29,66	0,02%	22,91	22,91	-0,02%

Fonte: Autores.

Tabela 18 – Soma das forças inerciais (kN) para cada estrutura

Estrutura	Combinação	MATLAB	Robot	Desvio Percentual
Viga Engastada e Livre	SRSS	0,0785	0,079	-0,13%
Quadro Isostático	SRSS	12,2227	12,22	0,02%
Pórtico Engastado	SRSS	6,39	6,47	-1,21%

Fonte: Autores.

Desse modo, diante dos baixos desvios percentuais, inferiores a 1,5%, é possível atestar que a ferramenta computacional implementada está correta. Assim, é possível fazer o levantamento de ações sísmicas para estruturas bidimensionais reticuladas, tais como treliças e pórticos.

5 CONCLUSÕES

O método das forças laterais equivalentes mostrou-se pouco eficiente no cálculo dos períodos naturais de vibração, uma vez que a aproximação proposta leva em consideração apenas o sistema estrutural e a altura da edificação. Foi possível constatar que os valores dos períodos naturais aproximados obtidos com o uso da EN 1998-1:2004 foram mais próximos aos obtidos na análise modal que os valores aproximados obtidos pela NBR 15421:2006.

Para o galpão analisado, as forças sísmicas horizontais são maiores no eixo no qual o sistema estrutural é contraventado que no eixo no qual sistema estrutural é momento-resistente. Isso deve-se ao menor período de vibração associado ao eixo contraventado, que causa uma maior aceleração espectral e, assim, maiores forças inerciais atuando nesta direção.

No que se refere à comparação entre as forças horizontais totais calculadas com base na ABNT NBR 15421:2006 e EN:1998-1:2004, pode-se verificar que a força obtida pela análise de forças laterais equivalentes pelo EN:1998-1:2004 converge para a carga obtida por meio da análise

modal espectral, quando comparado com as forças calculadas pela análise de forças laterais equivalentes da norma brasileira. Assim, constata-se o caráter conservador da ABNT 15421:2006.

Na implementação computacional, os desvios percentuais em todos os exemplos de validação são menores que 2% para os parâmetros analisados, isto é, frequências naturais e forças sísmicas. Assim, é possível inferir que a implementação é válida.

6 Agradecimentos

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio para o desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

1 Clough RW, Penzien J. Dynamics of Structures. 3ª ed. Berkeley: Computers & Structures; 2003.

2 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15421: Projetos de estruturas resistentes a sismos – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT; 2006.

3 Association Francaise de Normalisation. EN 1998-1/NA:2013: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Paris: AFNOR; 2013.

4 Chopra AK. Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake engineering. 4ª ed. Englewood Cliffs: Prentice-Hall; 1995.

5 The Institution of Structural Engineers and Association Française du Génie Parasismique. Manual for the Seismic Design of Steel and Concrete Buildings to EN 1998-1:2004. Londres: The Institution of Structural Engineers International HQ; 2010.

6 D'Alambert F. Galpões em pórticos com perfis estruturais laminados. 5ª ed. Brasil: Gerdau; 2012.

7 Paz M, Leigh W. Structural Dynamics: Theory and Computation. Massachussets: Kluwer Academic Publishers; 2004.

Tema: oficial de submissão

ANÁLISE ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÕES EM ESTRUTURA METÁLICA (ESTRUTURA PLANA E ESTRUTURA TRIDIMENSIONAL)

Márcio Maciel da Silva [1]
Ezequiel Miranda [2]
Elves Tiago dos Santos [3]

Resumo

O objetivo do presente trabalho é realizar uma análise comparativa entre galpões projetados em estrutura plana, com pilares e tesouras em alma cheia, e galpões projetados em estrutura tridimensional (espacial). Contemplando nesse estudo os principais meios de cálculos que se fazem pertinentes para a análise estrutural dos galpões, as principais vantagens e desvantagens, sendo na parte de peso estrutural, facilidade de montagem, custo benefício, facilidade no manuseio da arquitetura, vãos livres para cada estrutura, e outros. Utilizando softwares avançados de cálculos através de elementos finitos para obtenção do melhor resultado possível para a análise e constatação da viabilidade dos projetos em questão, atentando para as principais normas mundiais dentro do assunto, análise estrutural. Assim, demostrando por meio da melhor combinação de análise estrutural utilizada, o galpão que se adéqua com maior eficiência em cada situação constatada no estudo.

Palavras-chave: Analise Estrutural; Estrutura Metálica Plana; Estrutura Metálica Tridimensional; Elementos finitos; Viabilidade dos Projetos.

STRUCTURAL ANALYSIS OF BUILDINGS IN METALLIC STRUCTURE (FLAT STRUCTURE AND THREE-DIMENSIONAL STRUCTURE)

Abstract

The objective of the present work is to perform a comparative analysis between sheds designed in a flat structure, with full-grain abutments and shears, and sheds designed in three-dimensional (spatial) structure. Considering in this study the main means of calculations that are pertinent for the structural analysis of the sheds, the main advantages and disadvantages, being in the structural weight part, ease of assembly, cost benefit, ease in the handling of the architecture, free spans for each structure, and others. Using advanced finite element calculus software to obtain the best possible result for the analysis and feasibility verification of the projects in question, taking into account the main global norms within the subject, structural analysis. Thus, demonstrating through the best combination of structural analysis used, the shed that is more efficient in each situation observed in the study.

Keywords: Structural Analysis; Flat Metallic Structure; Three-Dimensional Metallic Structure; Finite Elements; Project Feasibility.

[1] Engenheiro Mecânico, Especialista em Engenharia de Estruturas, IEC Programa de Especialização em Estruturas/Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, Praça da Liberdade, Funcionários - Belo Horizonte / MG, Brasil.

[2] Engenheiro Mecânico, Especialista em Engenharia de Projetos Industriais, IEC Programa de Especialização Master em Projetos Industriais/Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, Praça da Liberdade, Funcionários - Belo Horizonte / MG, Brasil

[3] Engenheiro Civil., MECOM Mestrado Profissionalizante em Construção Metálica/ UFOP Universidade Federal De Ouro Preto, Ouro Preto / MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os diversos materiais contemplam propriedades específicas, como: tenacidade, elasticidade, rigidez, ductilidade e resistência, no qual é utilizado pelo homem para transformá-lo em máquinas, equipamentos, estruturas, entre outros objetos que são úteis para o seu cotidiano.
Segundo BELLEI [3], as primeiras obras em aço surgiram 1750, quando descobriu-se a maneira de produzi-lo industrialmente. O emprego estrutural foi executado na França por volta de 1780 na escadaria do Louvre e no Teatro do Palais Royal, na Inglaterra, em 1757, onde se fez uma ponte de ferro fundido. O aço começou a ser utilizado como elemento estrutural, pelo fato de apresentar alta resistência nos diversos estados de tensão: tração, compressão, flexão e torção, com isso possibilita a aplicação de grandes esforços.
A estrutura é a parte ou o conjunto das partes de uma construção que se destina a resistir às cargas. Cada parte portante da construção, que se chama elemento estrutural, deve resistir aos esforços que são exigidos e transmiti-los a outros elementos através dos vínculos que os unem, com a finalidade de conduzi-los ao solo, DIAS [4].
Com o passar do tempo foi-se estudando o comportamento estrutural e desenvolvendo novas estruturas que beneficiam determinados segmentos, com isso surgiu a estrutura espacial, uma estrutura formada por barras não-coplanares articuladas entre si e submetida a cargas nodais, diferente das estruturas planas convencionais, que são aquelas formada por barras coplanares articuladas entre si e submetida a cargas nodais.
A partir da década de 70, com o advento dos computadores eletrônicos e novas técnicas computacionais, houve uma grande revolução no desenvolvimento das estruturas espaciais, pois foi possível buscar concepções geométricas de melhor desempenho estrutural e que mais atendiam os anseios arquitetônicos, MAKOWSKI [8].

1.1 ESTRUTURAS PLANAS

As estruturas planas são formadas por barras de eixo plano, ligadas entre si de modo coplanares e atuadas por forças exteriores situadas no mesmo plano, conhecido como sistema de força-plano, DIAS [4].
As ligações mais utilizadas em galpões feitos de estruturas metálicas planas atualmente são ligações soldadas ou parafusadas. Cada tipo de ligação tem suas vantagens e desvantagens, dependendo da complexidade da estrutura que deseja executar.

1.2 ESTRUTURAS ESPACIAIS

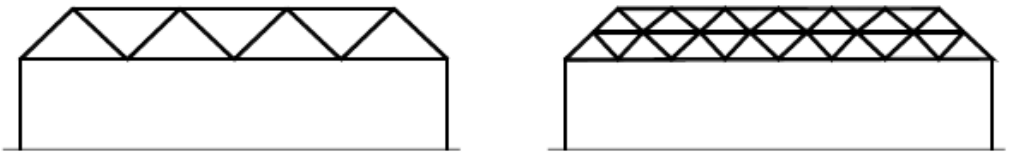
A estrutura espacial é formada por membros ligados nas suas extremidades para formar uma estrutura tridimensional estável. O elemento mais simples de uma treliça espacial é um tetraedro, no qual é formado por seis membros conectados em quatro nós, conforme Figura 1.

Figura 1. Treliças espaciais
Fonte: (Hibbeler, 2013) [5]

As estruturas espaciais, ou treliças espaciais, são amplamente utilizadas em coberturas de edificações que necessitam de grandes áreas livres, tais como: ginásios, hangares, centros de exposição e edifícios industriais. Alguns aspectos favorecem o uso de estruturas espaciais em relação às estruturas planas convencionais, são eles:

- Grande rigidez, sendo possível a realização de obras de grandes vãos;
- Facilidade de fixação das instalações, devido à grande quantidade de nós;
- Liberdade arquitetônica na locação de apoios;
- Beleza arquitetônica, permitindo explorar as mais diversas formas;
- Possibilidade de ampliação, devido a facilidade na montagem e desmontagem para estruturas não permanentes.

O comportamento estrutural das treliças espaciais é função do arranjo dos elementos que a compõem. Os elementos ou barras constituintes de uma treliça espacial podem ser distribuídos de diferentes formas, tanto em planta como em elevação.
Segundo MAKOWSKI [7], as treliças espaciais são um caso particular de estrutura espacial, e elas são comumente classificadas em elevação e em planta.
As estruturas espaciais em elevação, em um plano vertical, são classificas quanto ao número de camadas, também chamadas de malhas, banzos ou cordas, conforme apresentado na Figura 2.



(a) **(b)**

Figura 2. Treliças espaciais com (a) duas e (b) três malhas de banzos.
Fonte: (Souza, 2003) [11]

As estruturas espaciais em planta são classificas de acordo com o número de direções em que são dispostas as barras dos banzos. Uma outra classificação, utiliza a geometria da figura gerada pelas interseções das barras dos banzos. Assim as estruturas espaciais podem apresentar diversas possibilidades de arranjo. Se tratando de elevação podem ser de uma, duas ou três camadas paralelas. Em planta podem ser quadrado sobre quadrado, quadrado sobre quadrado diagonal, quadrado diagonal sobre quadrado diagonal e quadrado sobre quadrado sem diagonais esconsas, conforme apresentado na Figura 3.

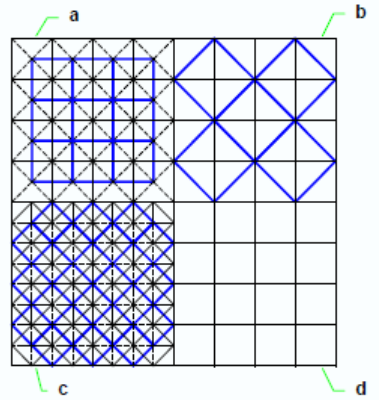


Figura 3. Arranjo em planta geométrica de estruturas - (a) quadrado sobre quadrado; b) quadrado sobre quadrado em diagonal, c) quadrado diagonal sobre quadrado diagonal; d) quadrado sobre quadrado sem diagonais esconsas.
Fonte: (Magalhães, Malite, 1998).[7]

As estruturas espaciais podem ter diversos tipos de apoios, conforme mostrado na Figura 4.

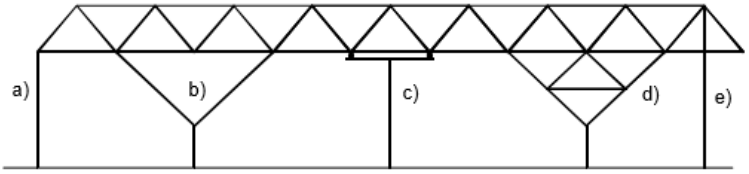


Figura 4. Formas mais comuns de apoios em treliças espaciais. a) apoio direto no banzo inferior; b) pé de galinha; c) apoio com viga de transição; d) pé de galinha com travejamento interno; e) apoio direto no banzo superior.
Fonte: (Magalhães, Malite, 1998).[7]

As treliças espaciais são encontradas em diversos segmentos e tamanhos, com isso analisou-se as alturas das estruturas espaciais de acordo com seu tamanho segundo os pesquisadores: MORINI [9], MAKOWSKI [8], AGERSKOV [1] e IFFLAND [6], que estipularam recomendações para altura de treliças espaciais de acordo com o seu comprimento, conforme Tabela 1.

Tabela 1. Altura recomendada das treliças espaciais

Altura da Treliça	Recomendação
$c\ \frac{l}{30}\ a\ \frac{l}{40}$	Morini (1976)
$c\ \frac{l}{20}\ a\ \frac{l}{40}$	Makowski (1981)
$\frac{l}{20}\ a\ \frac{l}{60}$	Iffland (1982)
$\frac{l}{15}\ a\ \frac{l}{20}$	Agerskov (1986)

Fonte: Sanchez, Cesar [10]

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Em prol de verificar a viabilidade da utilização da estrutura espacial em galpões de pequenos vãos, adotou-se as dimensões de 18m x 11m x 4,1m (CxLxA), conforme mostrado na Figura 5.

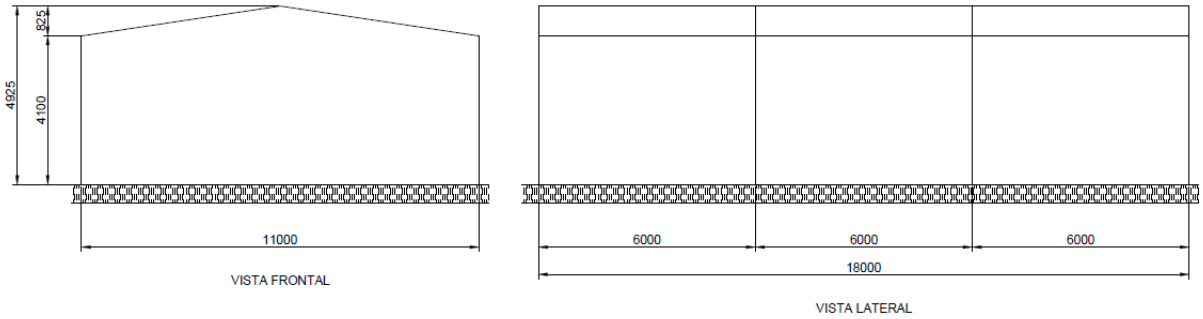


Figura 5. Dimensões gerais do galpão.
Fonte: (Elaborado pelos autores.)

Para o lançamento das estruturas espaciais, no que tange a altura das treliças foram utilizadas as recomendações de AGERSKOV [1], uma vez que é a literatura mais recente dentre as recomendações, portanto:

- Maior vão: 11000 mm / 20 → altura para a treliça de 550mm.

Para melhor distribuição dos tetraedros no vão da cobertura utilizou-se as dimensões da base do tetraedro de 1m x 1m, encontrando um ângulo de 42,3°, como mostrado na Figura 6. O tipo de apoio utilizado foi o apoio direto no banzo inferior, o arranjo em elevação de duas camadas paralelas e o arranjo em planta de quadrado sobre quadrado.

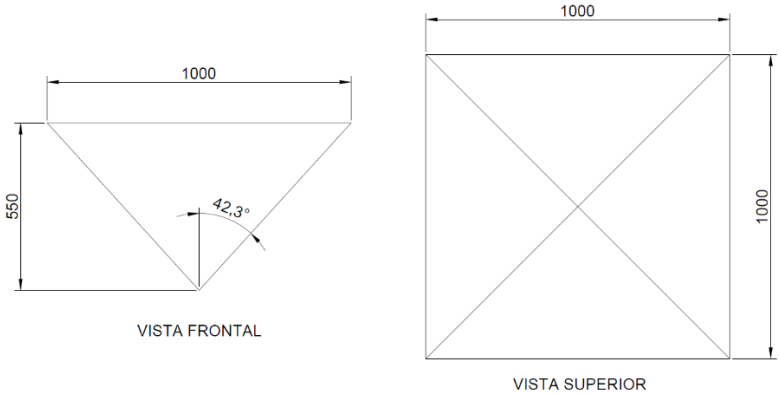


Figura 6. Dimensões do tetraedro.
Fonte: (Elaborado pelos autores.)

Para a execução do processo utilizou-se o Metálica3D para dimensionamento dos componentes da estrutura, e logo após emitido um memorial de cálculo, então os dados foram transferidos para o software de modelagem 3D, o Tekla Structure, com intuito de gerar uma lista mais detalhada com todos os perfis e suas respectivas dimensões e pesos para análise dos galpões.

Os carregamentos foram adotados conforme as normas: ABNT NBR8800,2008 no qual foi inserida ao programa para analises das solicitações provenientes as cargas nas barras à tração, compressão, torção, flexão, índice de esbeltez e outros., NBR6120 – Cargas para Cálculo Estruturais Edifícios, NBR6123 – Forças Devidas ao vento em Edificações, NBR8681 Ações e Segurança nas estruturas. Com base nas normas citadas anteriormente adotou-se as seguintes cargas:

- ✓ Peso próprio mais peso das telhas: 0,10kN/m²;
- ✓ Sobrecarga: 0,5kN/m²;
- ✓ Pressão dinâmica devida ao vento: 0,383kN/m².

As cargas de peso próprio mais peso das telhas e Sobrecarga foram lançadas através de um plano criado na parte superior da estrutura com carregamento direcionado para baixo e distribuída por m² nesse plano.

As cargas provenientes do vento, no sentido longitudinal e perpendicular a cumeeira, foram linearizadas e lançadas nas colunas e no plano das tesouras, combinadas entre si e adotando a maior carga solicitante atribuída pelo vento.

2.1 Comparação dos resultados numéricos com as prescrições de Norma

De acordo com a Norma NBR8800 [2] deve-se considerar as flechas máximas conforme Tabela 2.

Tabela 2. Tabela com as flechas máximas. Adaptado de NBR8800 (2008)

Descrição	Deslocamento (δ)
Travessas de Fechamento	L/180 L/120
Terças de Cobertura	L/180 L/120
Vigas de Cobertura	L/250
Vigas de Piso	L/350
Vigas que suportam Pilares	L/500
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	H/300
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	H/400

Os deslocamentos máximos das estruturas foram obtidos no software Metálica 3D e comparou com a Norma NBR8800 [2], conforme abaixo:

- Colunas

Deslocamento Máximo calculado = 4100/300 = 13,67mm;
Deslocamento encontrado para a Estrutura Plana = 8,827mm < 13,67mm;
Deslocamento encontrado para a Estrutura Espacial = 13,3mm < 13,67mm.

- Tesoura

Deslocamento Máximo calculado = 11000/250 = 44mm;

Deslocamento encontrado para a Estrutura Plana = 10,088mm < 44mm;
Deslocamento encontrado para a Estrutura Espacial = 20,255mm < 44mm.

- Terças de cobertura

Deslocamento Máximo calculado = 11000/180 = 61,11mm;
Deslocamento encontrado para a Estrutura Plana = 9,747mm < 61,11mm.

- Travessas de fechamento

Deslocamento Máximo calculado = 6000/120 = 50mm;
Deslocamento encontrado para a Estrutura Plana = 8,979mm < 50mm.

- Vigas de cobertura

Deslocamento Máximo calculado = 18000/250 = 72mm;
Deslocamento encontrado para a Estrutura Plana = 9,285mm < 72mm.
As estruturas mostradas acima estão de acordo com as flechas máximas estipuladas com a NBR8800 (2008).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Logo após a modelagem da estrutura e o lançamento das cargas, gerou-se um relatório com as tensões e os valores correspondente ao aproveitamento das barras devido aos esforços solicitantes das estruturas, conforme Figura 7. No qual contempla uma legenda em cores, sendo a cor azul claro referente a 0% de solicitação da barra, e a cor vermelha refere-se a uma solicitação da barra igual ou superior a 100%.

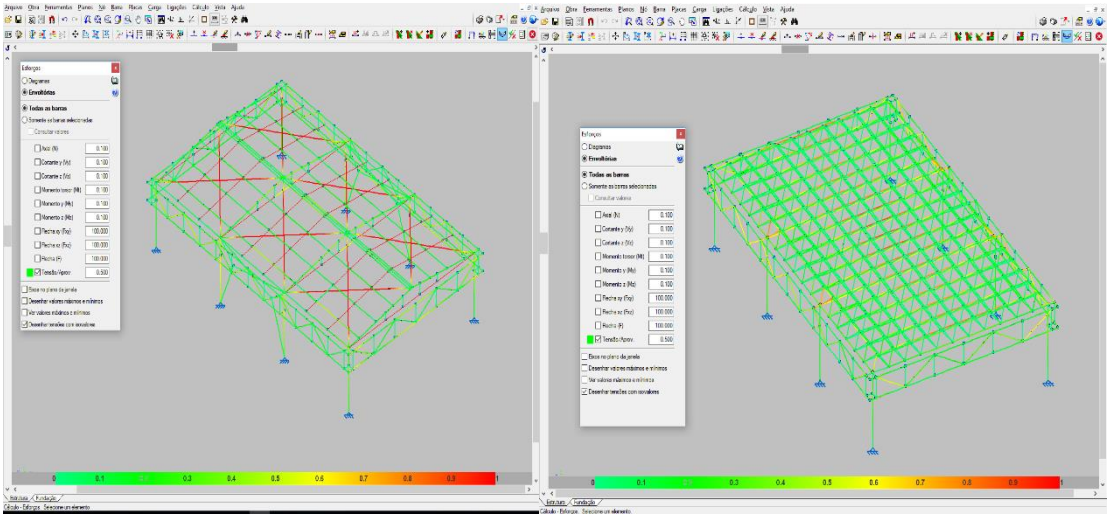
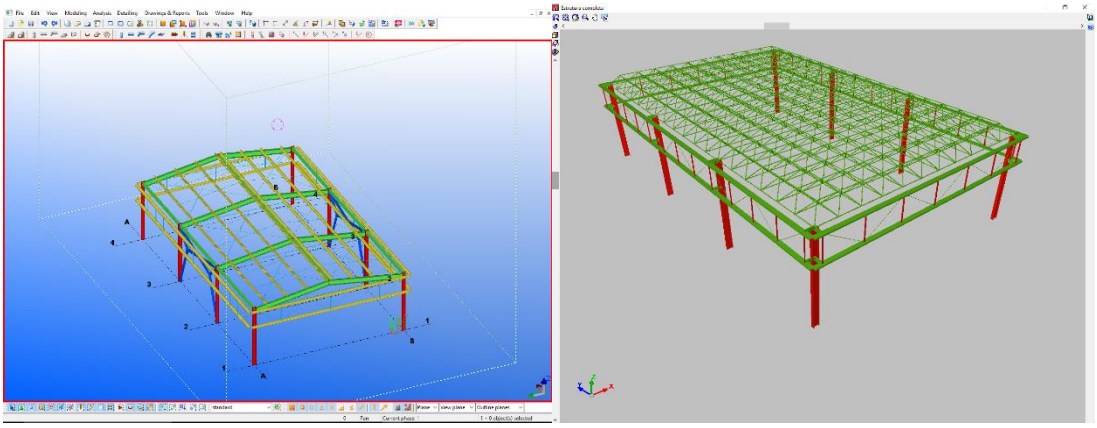


Figura 7 - Modelo representando as Tensões /Aproveitamento – Estrutura Plana e Estrutura Espacial. Fonte: (Elaborado pelos autores.)

Executado o dimensionamento dos perfis, gerou-se um modelo 3D no software Tekla Structure referente a estrutura plana, Figura 8 (a), e a estrutura espacial, Figura 8 (b).



(a) (b)

Figura 8 - Perspectiva do Galpão em Estrutura Plana e Estrutura Espacial- Tekla3D e Metálica 3D. Fonte: (Elaborado pelos autores.)

3.1 Comparação de peso

Após coletados todos os dados mensurados nos softwares, elaborou-se uma lista de material a fim de comparar o peso das duas estruturas.
Conforme apresentados na Tabela 3 e na Tabela 4, os pesos encontrados para as duas estruturas foram bem próximos. Atentando-se que as tabelas não levaram em consideração as chapas de ligação a serem utilizadas.

Tabela 3 - Resumo de Material da Estrutura plana. Elaborado pelos autores.

Item	Descrição	Qtd.	Material	Comprimento (mm)	Peso Unit. (kg)	Peso Total (kg)	Porcentagem do peso total
1	W360 x 32,9	8	A572-GR-50	5512	180,9	1447,2	16,9%
2	W200 x 26,6	8	A572-GR-50	4540	120,5	964	11,2%
3	W150 x 22,5	9	A572-GR-50	6000	134,2	1207,8	14,1%
4	U203 x 57 x 6	4	A36	11588	156,3	625,2	7,3%
5	U203 x 57 x 6	8	A36	6140	82,8	662,4	7,7%
6	U203 x 57 x 6	8	A36	6064	87,4	699,2	8,1%
7	U203 x 57 x 6	20	A36	6000	86,5	1730	20,2%
8	L44 x 44 x 6,3	12	A36	1160	4,8	57,6	0,7%
9	L102 x 76 x 8	8	A36	3378	35,8	286,4	3,3%
10	L102 x 76 x 8	8	A36	4923	52,2	417,6	4,9%
11	L102 x 76 x 8	8	A36	1685	17,9	143,2	1,7%
12	BARRA RED. Ø1/2"	12	A36	7848	7	84	1,0%
13	BARRA RED. Ø1/2"	12	A36	1896	1,7	20,4	0,2%
14	BARRA RED. Ø1/2"	12	A36	1160	1	12	0,1%
15	BARRA RED. Ø1/2"	12	A36	1997	1,8	21,6	0,3%
16	BARRA RED. Ø5/8"	12	A36	4506	6,6	79,2	0,9%

17	BARRA RED. Ø1"	4	A36	8636	31,2	124,8	1,5%
				PESO TOTAL (kg):		8582,6	

Fonte: (Elaborado pelos autores.)

Tabela 4 – Resumo de Material da Estrutura Espacial. Elaborado pelos autores.

Item	Descrição	Qtd.	Material	Comprimento (mm)	Peso Unit. (kg)	Peso Total (kg)	Porcentagem do peso total
1	W250 x 38,5	8	A572-Gr.50	3080	118,6	948,6	11,4%
2	W250 x 38,5	8	A572-Gr.50	1170	45	360,4	4,2%
3	U203,2 x 5,6	16	A36	400	6,8	109,4	1,3%
4	U203,2 x 5,6	24	A36	1833	31,3	752,3	8,8%
5	U203,2 x 5,6	48	A36	1500	25,7	1231,2	14,3%
6	U203,2 x 5,6	20	A36	400	4,9	97,6	1,1%
7	L65 x 50 x 6	40	A36	1170	6,3	252,3	2,9%
8	BARRA RED. Ø1/2"	12	A36	2175	2,2	25,9	0,3%
9	BARRA RED. Ø1/2"	24	A36	1902	1,9	45,4	0,5%
10	TUBO SCH 40 Ø1"	298	A36	6000	15	4470	52,1%
				PESO TOTAL (kg):		8293,1	

Fonte: (Elaborado pelos autores.)

Conforme mostrado nas tabelas anteriores, os perfis utilizados para a coluna foram W200x26,6 para estrutura plana e W250x38,5 para estrutura espacial; para as tesouras da estrutura plana, utilizou o perfil W360x32,9 e terças de U203,2x57x 6; e para a cobertura da estrutura espacial adotou-se os tubos de Ø1" SCH 40.

3.2 Comparação das reações na base

As reações nas bases foram retiradas do software Metálica 3D após o dimensionamento dos perfis. Na estrutura plana, a maior carga de tração encontrada foi 26,575kN, em Rz, e carga de compressão de -16,064kN, em Rz.
Na estrutura espacial encontrou-se a maior carga a tração de 20,919kN, em Rz, e carga a compressão de -15,720kN, também em Rz. No qual Rx, Ry, Rz representam as reações em nós com os deslocamentos restringidos (forças) e Mx, My, Mz representam as reações em nós com rotações restringidas (momentos), nas suas respectivas direções (X, Y ou Z).

3.3 Comparação de custos de compra de material

Com base na lista de material gerada pelo software foi feita a cotação do material necessário para a fabricação do galpão e estrutura plana, obtendo os seguintes valores cotados pela Gerdau-MG:

- Barra redonda Ø1" = R$448,72 e barra redonda Ø5/8" = R$292,00
- Cantoneira 4" x 5/16" = R$3.528,94 e cantoneira 1 1/4" x 1/4" = R$161,28
- U203,2x6 = R$21.231,29

- W150x22,5=R$4.002,47, W200x26,6= R$4.206,06 e W360x32,9 = R$5.202,23.

A estrutura plana obteve um custo total de R$39.559,30 para todo o material.
Para a estrutura espacial, obteve-se os seguintes valores cotados pela Gerdau-MG:

- Barra redonda Ø1/2" = R$218,63
- Tubo Sch40 Ø1" = R$30.943,10
- L65x50x6 = R$805,15
- U152,4x5.1= R$493,95 e U203.2x5.6= R$10.251,85
- W250x38.5= R$4.420,76

A estrutura espacial obteve um custo total de R$47.133,44 para todo o material.

3.4 Comparação de custos de fabricação e montagem

A fabricação e montagem são de suma importância para verificação da viabilidade econômica das estruturas, com isso cotou-se os custos de fabricação e montagem no mercado, com as dimensões e materiais informados para os fabricantes obteve-se os custos de R$72.952,10 para a estrutura plana, e R$79.761,25 para a estrutura espacial.
Ressalvando que as ligações utilizadas em ambas as estruturas foram parafusadas, e as estruturas serão pintadas.
Considerando os custos com a aquisição de material, fabricação e montagem chegou-se nos seguintes valores:

- Estrutura Plana: R$112.511,40.
- Estrutura Espacial: R$126.894,69.

4 CONCLUSÃO

O galpão de estrutura espacial, utilizou perfis para as colunas mais robustos, comparados com os perfis da estrutura plana, isso se deve aos esforços solicitantes em determinados pontos serem maiores, mesmo assim a estrutura espacial apresentou um peso total menor do que a estrutura plana. Assim sendo a cobertura feita em estrutura espacial torna a estrutura mais leve.
As reações nas bases das colunas provenientes dos esforços solicitantes foram maiores na tração e compressão na estrutura plana do que na estrutura espacial, acarretando em uma economia nas fundações.
Analisando os deslocamentos máximos dos perfis principais, a estrutura espacial obteve um deslocamento maior nas suas colunas e tesouras. As colunas da estrutura plana apresentaram deslocamento máximo de 8,827mm, enquanto na estrutura espacial apresentou 13,3mm, representando um deslocamento superior de 50,7%. Comparando as tesouras obteve-se o deslocamento de 10.088mm na estrutura plana e 20,255mm na estrutura espacial, representando um deslocamento superior de 100, 7%.
Considerando os custos de aquisição da matéria-prima, a estrutura plana apresentou-se aproximadamente 16% de economia em relação a estrutura espacial. Considerando os custos

de fabricação e montagem, a estrutura plana ficou 8,5% mais barata do que a estrutura espacial. Sendo assim, a estrutura plana ficou 11% mais barata do que a estrutura espacial.
Portanto, para a escolha do melhor tipo de estrutura a ser utilizado deve-se levar em consideração alguns fatores analisados anteriormente, caso deseja-se uma estrutura mais leve e com cargas menores nas fundações, recomenda-se a utilização de um galpão feito em estrutura espacial. Caso deseja-se uma estrutura mais econômica, recomenda-se a utilização de um galpão de estrutura plana.

Agradecimentos

A todos que de alguma forma contribuíram para o desenvolvimento do trabalho, expresso minha sincera gratidão.
Aos meus professores, pelo conhecimento compartilhado e pela oportunidade de desenvolver minhas habilidades para que pudesse me submeter a quaisquer desafios na carreira profissional.
Aos meus colegas, pelo companheirismo em todos esses anos.
A minha família, pela paciência e pelo apoio incondicional no processo de aprendizagem.
Ao professor Sérgio Cláudio dos Santos, agradeço a colaboração na execução deste trabalho, ao apoio e ao aprendizado adquirido neste período.

REFERÊNCIAS

1 Agerkov, H. (1986). Optimum geometry design of double-layer space structure. Journal of Structural Engineering, v.112, n.6, p.1454-1463, Jun.

2 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios: Método dos Estados Limites. Rio de Janeiro,2008.

3Bellei, Ildony, H. Edifícios industriais em aço: Projeto e cálculo. 5. ed. - São Paulo: Pini, 2006.

4 Dias, Luís Andrade de Mattos. Estruturas de Aço: conceitos, técnicas e linguagem. 9. ed. São Paulo: Zigurate Editora, 1997.

5 Hibbeler, Russell Charles. Análise das Estruturas. 8. ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2013.

6 Iffland, J. (1982). Preliminary planning of steel roof space trusses. Journal of the Structural Division, v.108, n.11, p.2578-2589, nov.

7 Magalhães, João Ricardo Maia. Malite, Maximiliano. Treliças metálicas espaciais: alguns aspectos relativos ao projeto e à construção. Universidade de São Paulo: São Carlos - 1998.

8 Makowski, Z. S. (1993). Space structures - a review of the developments within the last decade. In: International Conference, 4. Guildford, UK, 1993, London, homas Telford, p.1623-1630.

9 Morini, F. (1976). Coperture spaziale. Costruzione Metalliche, n.6, p328- 332.

10 Sanchez, Cesar, Antônio Aparício. Estudo de impacto usando elementos finitos e análise não linear. 2001. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

11 Souza, A. N. (2002). Análise do projeto de estruturas metálicas espaciais: ênfase em coberturas. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, *USP*.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

CONSIDERAÇÃO DA ANÁLISE SEQUENCIAL EVOLUTIVA EM ESTRUTURAS DE AÇO COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA *

Rubens M. C. Fagundes [1]
João Kaminski Jr. [2]
Gerson M. Sisniegas Alva [3]

Resumo

Neste trabalho apresentam-se resultados da consideração simultânea da interação solo-estrutura (ISE) e da análise incremental construtiva (AIC) nos modelos estruturais de edifícios de múltiplos andares em aço. Foram dimensionados dois edifícios em estrutura de aço com 8 pavimentos, com e sem viga de transição, utilizando a prática usual de projeto. Os edifícios foram modelados em 2D (pórtico plano) no programa SAP2000®. Os edifícios foram modelados considerando-se diferentes tipos de análise: análise convencional (AC), análise com ISE, AIC e AIC juntamente com a ISE, além da consideração das deformações na AIC. Os resultados são apresentados em termos de deslocamentos nodais em cada pavimento e esforços em alguns pilares e vigas selecionados, onde são comparados com os resultados da AC, a qual é usualmente utilizada na prática de projeto. Na análise do edifício de 8 pavimentos com viga de transição, considerando a AIC juntamente com a ISE, destaca-se que os esforços normais ao longo dos pilares analisados resultaram numa diferença de até 20% em relação à AC. Pode-se concluir com este trabalho que a consideração da AIC e da ISE neste tipo de estrutura pode alterar seu dimensionamento.

Palavras-chave: Análise Incremental Construtiva; Interação Solo-Estrutura; Estrutura de Aço.

STAGED CONSTRUCTION ANALYSIS IN STEEL STRUCTURES CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Abstract

This paper presents the results of the concomitant consideration of soil-structure interaction (ISE) and staged construction analysis (AIC) in structural models of multi-storey steel buildings. Two buildings with 8 floors, with and without transition beam, where the member sizes were established using common design practice. The buildings were modeled in 2D (plane frame) in the software SAP2000®. Different types of analyzes were used in this work: conventional analysis (AC), ISE analysis, AIC and the simultaneous consideration of AIC with ISE, besides the consideration of deformations in AIC. The results are presented in terms of nodal displacements in each pavement and internal forces in selected columns and beams, in which they are compared with the CA results, which is usually used in the design practice. In the analysis of the 8-storey building with transition beam, considering AIC together with ISE, it should be noted that axial force along the analyzed column resulted in a difference of up to 20% in relation to AC. In this way, the work shows that the consideration of AIC and ISE in this type of structure can significantly change its design.

Keywords: Staged Construction Analysis; Soil-Structure Interaction; Steel Structure.

[1] Engenheiro Civil, M.Sc, PPGEC/UFSM, Santa Maria, Brasil.
[2] Eng. Civil, Dr., Prof. Adjunto, Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria, Brasil.
[3] Eng. Civil, Dr., Prof. Associado, Universidade Federal de Uberlândia - UFU, Uberlândia, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Na análise convencional (AC) de um edifício de múltiplos andares, parte-se do pressuposto que diversas ações são aplicadas simultaneamente na estrutura pronta. Além disso, outra simplificação importante, é que as fundações são representadas por vínculos indeslocáveis. Já na análise incremental construtiva (AIC) ou também denominada análise sequencial evolutiva, as ações verticais são aplicadas conforme o cronograma de construção, ou seja, as ações permanentes são aplicadas de forma incremental e as ações variáveis de sobrecarga de utilização são aplicadas na última etapa da AIC, juntamente com as ações horizontais devidas ao vento, quando a edificação é considerada pronta (GORZA, [3]).

A geração de modelos que representem a realidade para a análise estrutural é uma tarefa tão complexa que ainda está muito distante de uma automação plena. Contudo, estudos recentes vêm contribuindo para que programas de análise e dimensionamento de estruturas se aproximem da realidade, permitindo, por exemplo, a consideração da AIC na análise estrutural.

Dentre as considerações que podem ser feitas nos modelos de análise estrutural também se destaca a interação solo-estrutura (ISE). Neste tipo de análise, o solo é representado como um maciço deformável, ao invés de considerar os vínculos como indeslocáveis. Inúmeras pesquisas sobre o tema já foram desenvolvidas, podendo-se destacar os trabalhos de: Winkler [9], Mindlin [6] e Poulos [7], os quais propõem diferentes formas de simular a ISE.

A importância da consideração simultânea da AIC e da ISE foi analisada por Brown e Yu [2], Gusmão [4], Holanda Jr. [5] e Antoniazzi[1]. Nos referidos trabalhos, os autores verificaram a necessidade de ampliar pesquisas sobre o tema, visto sua relevância na análise estrutural.

Neste contexto, este trabalho propõe uma avaliação da análise estrutural em edifícios de múltiplos andares de aço, considerando a AIC juntamente com a ISE, além das deformações (CD) na AIC. Para tal, são modelados e analisados dois edifícios, ambos com 8 pavimentos, sendo um deles com viga de transição. Por fim, são comparados os resultados, em termos de deslocamentos e esforços em algumas barras selecionadas, nos modelos considerando a AIC em conjunto com a ISE com os resultados da análise convencional (AC).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente, os edifícios em aço com 8 pavimentos foram dimensionados, através de uma análise convencional (AC), considerando ligações rígidas e vínculos indeslocáveis, utilizando o programa SAP2000®.

Nas Figuras 1 e 2 estão ilustradas as plantas estruturais dos pavimentos tipo dos dois edifícios, com 8 pavimentos (8P) e com 8 pavimentos com viga de transição no primeiro andar (8VT), respectivamente, identificando nas Figuras os pórticos planos analisados (modelos 2D).

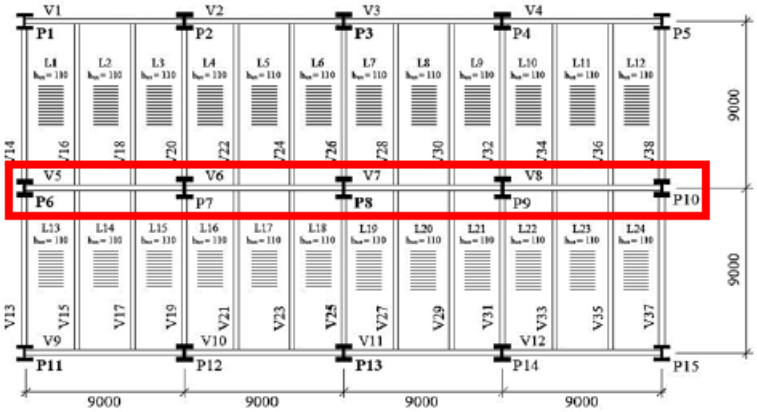


Figura 1. Planta estrutural do pavimento tipo (8P).

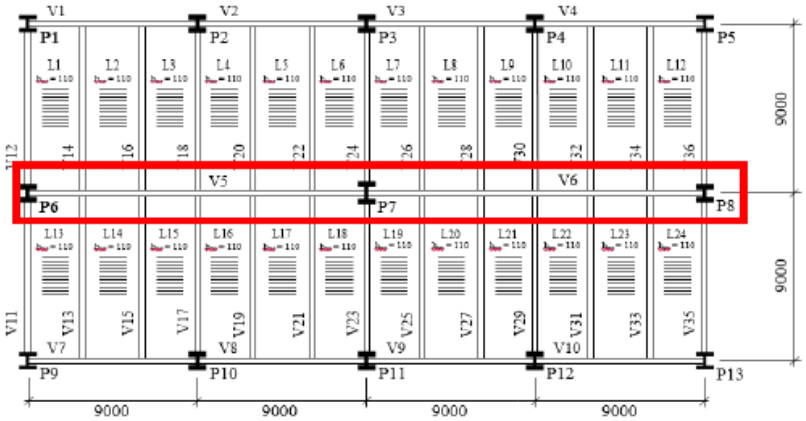


Figura 2. Planta estrutural do primeiro pavimento (8VT).

2.1 Definição dos coeficientes de mola

Para definição dos coeficientes de mola considerou-se o recalque em argila, admitiu-se o solo como uma camada semi-infinita e homogênea, desta forma, pode-se com base no recalque imediato estimado e na fórmula de Perloff [8], pela teoria da elasticidade, obter o coeficiente de reação vertical (k_v) através da Equação 01.

$$k_v = \frac{E}{(1 - v^2).B.I_\rho} \qquad (01)$$

nas quais:

E módulo de elasticidade do solo;
v coeficiente de Poisson do solo;
B menor dimensão da base da sapata;
I_ρ fator de influência da fundação.

Através de uma simplificação aproximada de variação linear das tensões substituiu-se o conjunto de molas por três molas globais no centro da fundação. Pela Hipótese de Winkler [9], obteve-se os coeficientes de mola através das Equações 02 e 03.

$$k_{mv} = \frac{p}{y} . A_f = k_v . A_f \quad (02)$$

$$k_{m\theta} = k_v . I_f \quad (03)$$

nas quais:

k_{mv} coeficiente de mola para os deslocamentos verticais;
$k_{m\theta}$ coeficiente de mola para as rotações.
A_f área da sapata perpendicular a carga vertical do pilar (área da base da sapata);
I_f momento de inércia da área da base da sapata (em relação ao eixo que ocorre a flexão);

Foram adotadas sapatas isoladas e rígidas para o cálculo da área da base da fundação. O solo foi considerado como semi-infinito, homogêneo, com módulo de elasticidade longitudinal (E) de 20 MPa, tensão admissível (σ_{adm}) de 0,20 MPa e coeficiente de Poisson (v) de 0,30 com características de uma argila arenosa.

Em sequência, realizou-se o processo interativo, onde após 3 interações, em ambos modelos, obteve-se as dimensões das sapatas e o coeficiente de reação vertical (Quadro 1 e Quadro 2), calculado através da Equação 1 e os respectivos coeficientes de mola para translação em Z e rotação em Y, calculados pelas respectivas Equações 2 e 3.

Sapatas	k_v(kN/m³)	k_{mv}(kN/m)	$k_{m\theta}$(kN.m/rad)
S6 e S10	6408,60	76710,94	76518,68
S7, S8 e S9	4844,40	101733,00	178033,00

Quadro 1: Coeficientes de reação vertical e de mola para translação em Z e a rotação em Y(8P).

Sapatas	k_v(kN/m³)	k_{mv}(kN/m)	$k_{m\theta}$(kN.m/rad)
S6	4964,10	99282,00	165469,00
S7	3601,30	136850,00	433359,00
S8	4733,10	104127,00	190900,00

Quadro 2: Coeficientes de reação vertical e de mola para translação em Z e a rotação em Y(8VT).

2.2 Modelagem numérica

A seguir, os dois edifícios foram modelados em 2D (pórticos planos) e analisados considerando a ISE apenas, com a AIC apenas, com a AIC + CD, com a AIC + ISE e com a AIC + CD + ISE. Na figura 3 é possivel verificar a consideranção da ISE nos apoios do edifício de 8 pavimentos com viga de transição.

Figura 3. Pórtico 2D (ISE8VT).

Nos modelos dos dois edifícios (8P e 8VT) com a AIC as ações são aplicadas segundo o processo construtivo do edifício, seguindo o cronograma de montagem apresentado no Quadro 1, com as seguintes observações:

- As ações variáveis de sobrecarga de utilização e de vento são aplicadas na última etapa da AIC, ou seja, após o edifício totalmente construído;
- Os edifícios foram considerados construídos (montados) de andar em andar;
- As ações permanentes são consideradas defasadas de 1 (um) andar, ou seja, o peso próprio dos elementos estruturais, as ações de revestimento das lajes e de paredes são introduzidas na análise estrutural, uma de cada vez, andar por andar.

ANDARES	ETAPAS CONSTRUTIVAS									
	AÇÕES PERMANENTES									AÇÕES VARIÁVEIS
	1ª	2ª	3ª	4ª	5ª	6ª	7ª	8ª	9ª	10ª
1ª	PP_1		DW_1							SC + VENTO
2ª		PP_2		DW_2						SC + VENTO
3ª			PP_3		DW_3					SC + VENTO
4ª				PP_4		DW_4				SC + VENTO
5ª					PP_5		DW_5			SC + VENTO
6ª						PP_6		DW_6		SC + VENTO
7ª							PP_7		DW_7	SC + VENTO
8ª								PP_8	DW_8	SC + VENTO

Quadro 3. Etapas construtivas consideradas na AIC.

Nas quais:
PPi* = peso próprio do pavimento i (inclui o peso próprio dos perfis, da laje e dos revestimentos superior e inferior da laje);
DWi = peso próprio do Drywall no pavimento i;
SC = sobrecarga de utilização.

No software SAP2000®, os modelos dos dois edifícios (8P e 8VT) foram nomeados da seguinte forma: AIC8 SAP, AIC8 SAP + ISE, AIC8 SAP + CD, AIC8 SAP + ISE + CD, AIC8VT SAP, AIC8VT SAP + ISE, AIC8VT SAP + CD, AIC8VT SAP + ISE + CD. Para consideração da AIC, foi utilizado no referido software o comando Nonlinear Staged Construction.

Para os modelos com AIC e consideração da deformação (CD), considera-se a deformação das etapas anteriores na análise de cada etapa. Nesta análise, os elementos de barra (vigas e pilares) são discretizados em elementos menores, para possibilitar a consideração dos deslocamentos de translação das etapas anteriores na AIC. Os pilares foram discretizados a cada 0,70 m e as vigas a cada 1,0 m, como ilustrado na Figura 4 para o edifício 8 pavimentos e na Figura 5 para o edifício 8 pavimentos com viga de transição. Ambos edifícios seguiram o cronograma de montagem apresentado no Quadro 3.

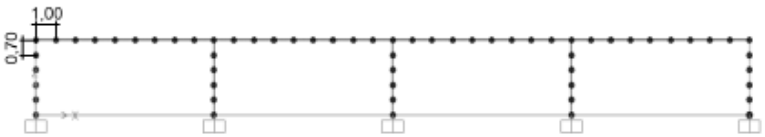


Figura 4. Modelo AIC8 SAP + CD (1º pavimento).

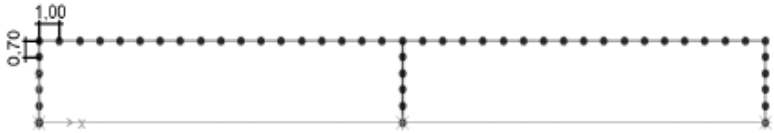


Figura 5. Modelo AIC8VT SAP + ISE + CD (1º pavimento).

Na Figura 6 são apresentadas as etapas do modelo AIC + CD do edifício com viga de transição. A sobrecarga de utilização e a ação do vento são aplicadas na última (10ª) etapa.

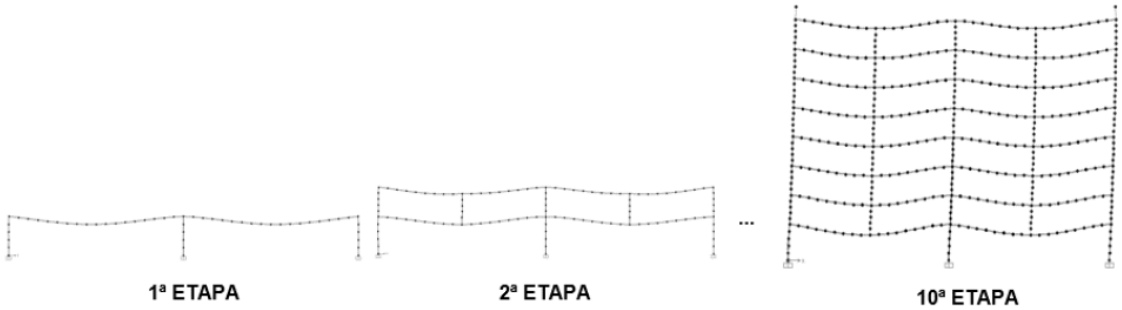


Figura 6. Modelo AIC8VT SAP + CD.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Edifício de 8 pavimentos

Na análise dos deslocamentos verticais no topo do pilar P10 do edifício 8P, conforme o andar da edificação (Figura 7), verificou-se uma diferença percentual do modelo AC8 em relação ao modelo AIC8 SAP + ISE de 52%. Contudo os modelos AIC8 SAP + CD e AIC8 SAP + ISE + CD resultaram em valores de deslocamentos iguais aos respectivos modelos AIC8 SAP e AIC8 SAP + ISE.

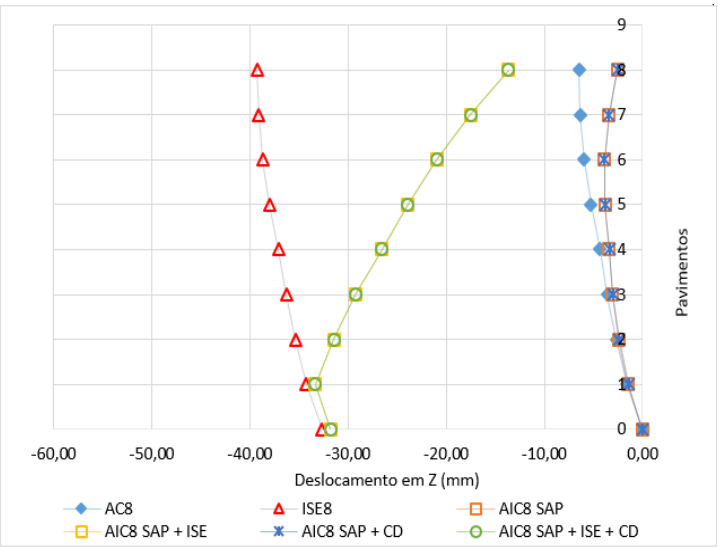


Figura 7. Deslocamentos em Z (8P).

Os momentos fletores no topo do pilar P10 do edifício 8P (Figura 8) resultaram em uma diferença de 22% analisando a AC8 em relação a AIC8 SAP + ISE. Os momentos fletores na base do pilar comparando os mesmos modelos apresentarma uma diferença de 94%.

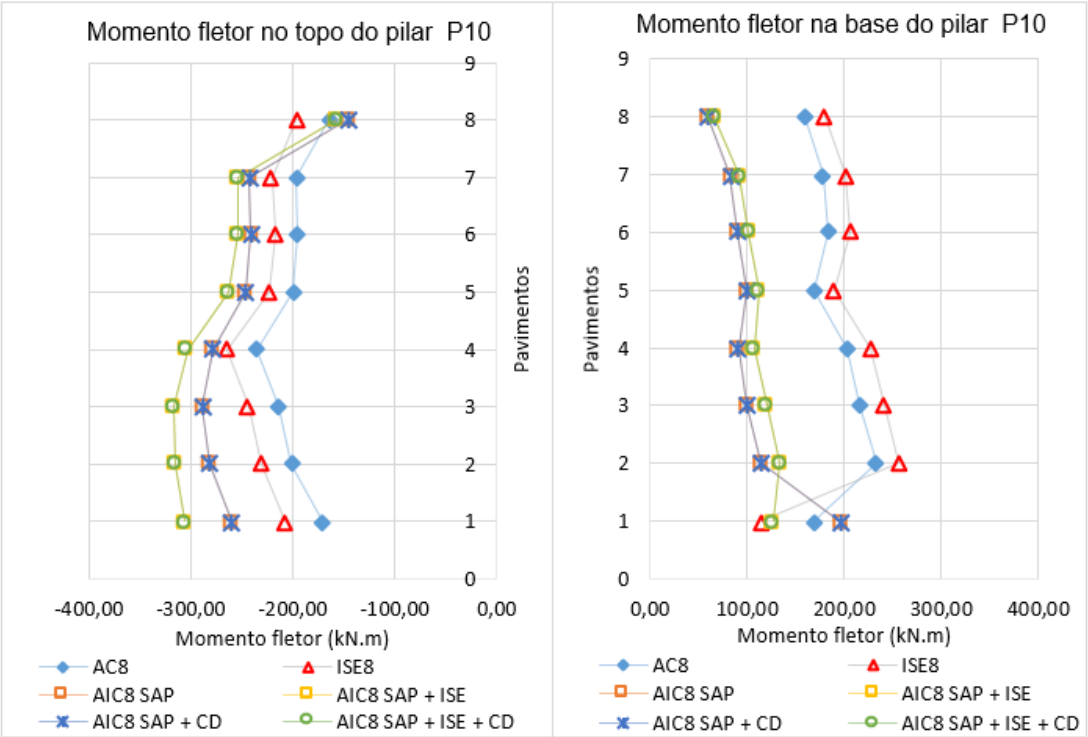


Figura 8. Momentos fletores no pilar P10 (8P).

Observa-se no Figura 9 referente aos momentos fletores máximos positivos nas vigas V8, que o modelo ISE8 apresentou valores semelhantes ao da AC8. Contudo o modelo AIC8 SAP + ISE em relação a AC8 resultou em diferença de 10%. Nota-se que em todos os modelos, nos últimos pavimentos os valores são semelhantes.

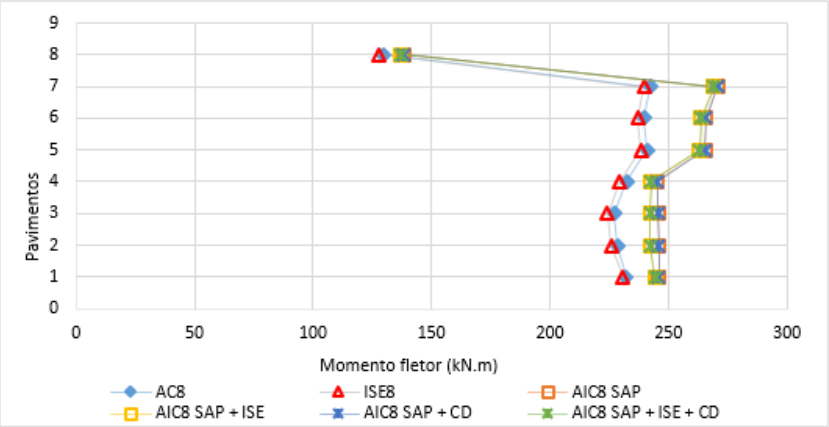


Figura 9 – Momentos fletores máximos positivos nas vigas V8 (8P).

Considerando-se os momentos fletores negativos nas vigas V8 (Figura 10), em relação ao modelo AC8 apresenta-se as seguintes diferenças: ISE8 nos primeiros pavimentos diferença de 16%, na AIC8 SAP na base da edificação verificou-se uma diferença de 12% e no modelo AIC8 SAP + ISE uma diferença de 11%. Os modelos com consideração da deformada (CD) resultaram em momentos fletores iguais ao seus respectivos modelos.

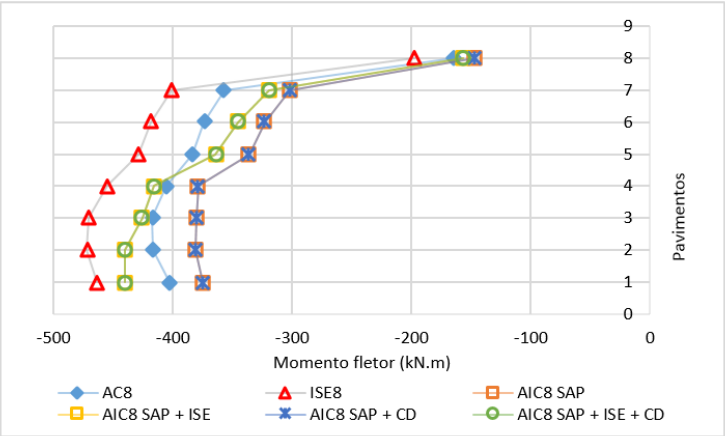


Figura 10. Momentos fletores negativos nas vigas V8 junto ao pilar P10 (8P).

As diferenças na análise do diagrama de esforço normal ao longo dos pilares do pórtico central e as reações verticais de apoios não apresentaram diferenças significativas, no edifício de 8 pavimentos nos modelos análisados.

3.2 Modelo – edifício de 8 pavimentos com viga de transição

Analisando os deslocamentos em Z verticais (Figura 11) no topo de cada andar do pilar P8 do edifício de 8 pavimentos com viga de transição (8VT), verificou-se uma diferença entre o modelo AC8VT e AIC8VT SAP + ISE que chegou a 59% no último pavimento.

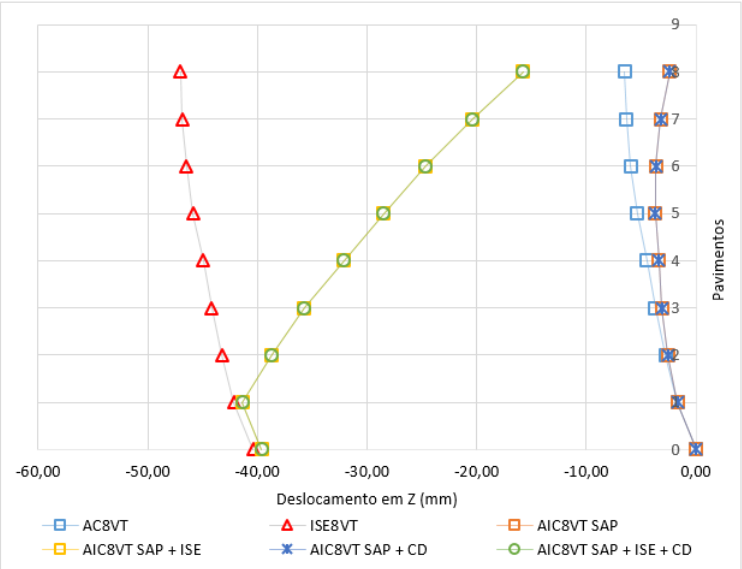


Figura 11. Deslocamentos em Z (8VT).

Os momentos fletores positivos na viga V6 (Figura 12), que levaram em consideração a AC8VT e ISE8VT obtiveram resultados semelhantes. Já os modelos AIC8VT SAP e AIC8VT SAP+ISE8 resultaram em diferenças significativas nos primeiros pavimentos em relação a AC8VT. Nos últimos pavimentos a AIC8VT em relação a AC8VT atingiu uma diferença de 20%.

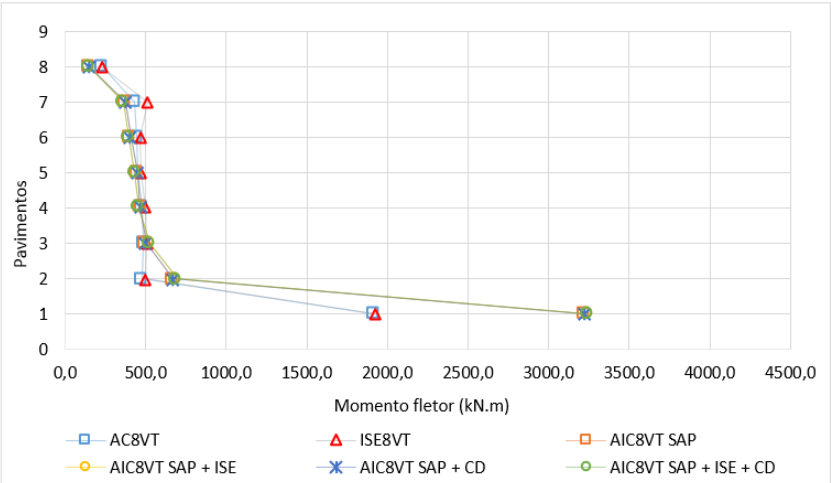
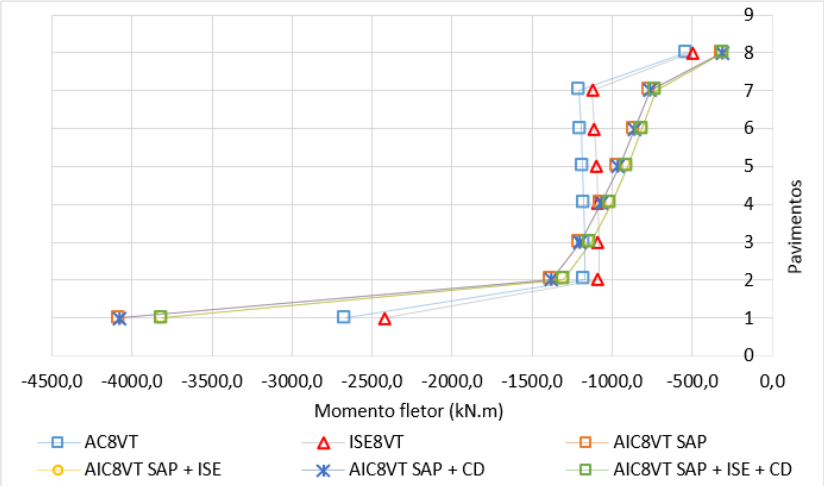


Figura 12. Momentos fletores máximos positivos nas vigas V6 (8VT).

Os momentos fletores na viga V6 junto ao pilar P7 (Figura 13), ao analisar os modelos AC8VT e AIC8VT SAP + ISE, apresentaram diferenças significativas de até 67%. Após o 4º pavimento é possível notar a redução dos momentos fletores nos modelos que consideram a



AIC.

Figura 13: Momentos fletores negativos nas vigas V6 junto ao pilar P7(8VT).

Na Figura 14 verifica-se que as diferenças nos momentos fletores negativos nas vigas V6 junto ao pilar P8 dos modelos com AIC iniciam no 2º pavimento. Entre os modelos AC8VT e AIC8VT SAP + ISE foi encontrada uma diferença de até 66%. O modelo ISE8VT resultou em valores próximos ao da AC8VT.

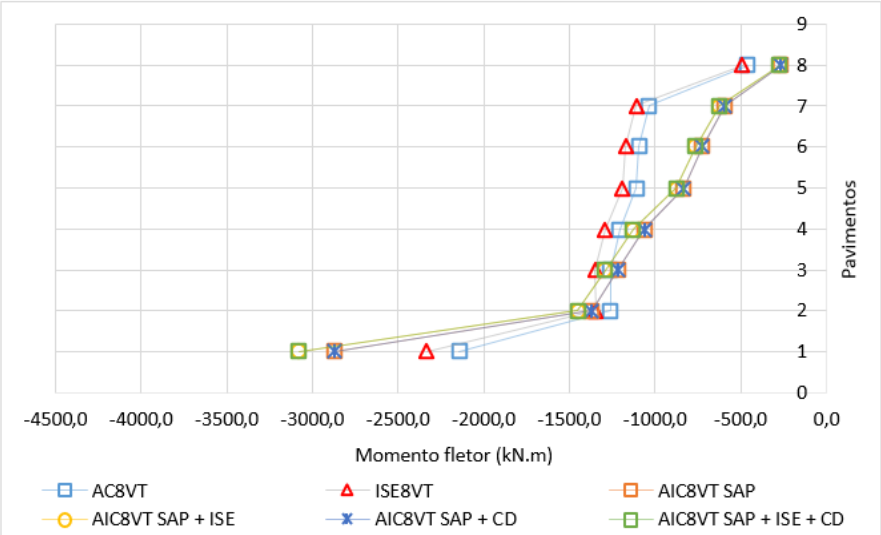


Figura 14. Momentos fletores negativos nas vigas V6 junto ao pilar P8 (8VT).

No topo do pilar P8 (Figura 15), observa-se no centro da edificação valores próximos entre todos os modelos. Contudo, nos últimos pavimentos nota-se uma diferença de 68% nos momentos fletores no topo do pilar P8 do modelo AC8VT comparados aos modelos AIC8VT SAP, AIC8VT SAP + ISE, AIC8VT SAP + CD e AIC8VT SAP + ISE + CD.

Figura 15. Momentos fletores no pilar P8(8VT).

No pilar de extremidade P6, a força normal ao longo do pilar (Figura 16) resultou em uma diferença de 15% quando o modelo AC8VT é comparado ao modelo AIC8VT SAP + ISE. Nota-se que o modelo ISE8VT resultou em dados semelhantes aos da AC8VT.

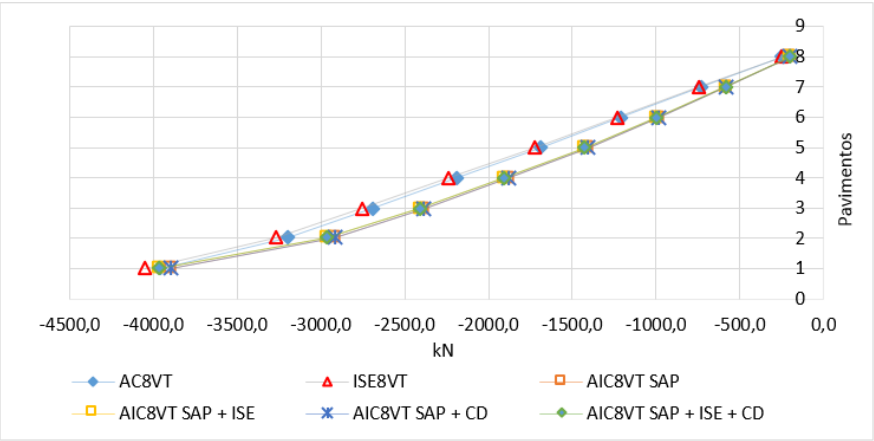


Figura 16. Força normal ao longo do pilar P6(8VT).

O esforço normal ao longo do pilar P7 (Figura 17), pilar central do pórtico analisado do edifício 8VT, obteve-se diferenças de 18% do modelo AC8VT em relação ao modelo AIC8VT SAP + ISE.

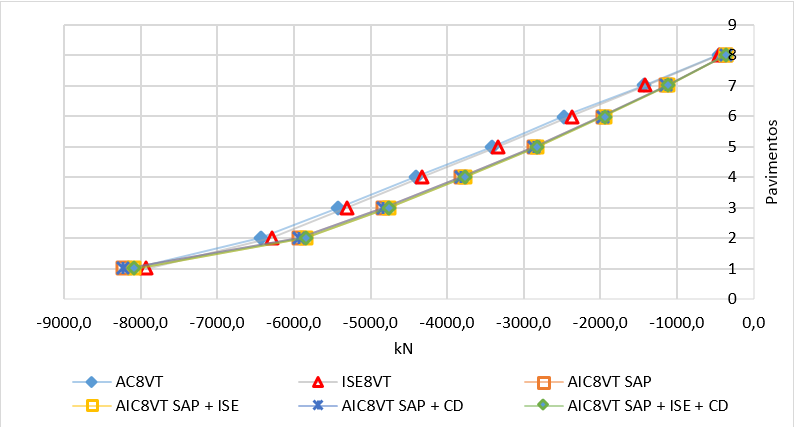


Figura 17. Força normal ao longo do pilar P7(8VT).

No esforço normal ao longo do pilar P8 (Figura 18) verifica-se as mesma características dos gráficos anteriores de esforço normal, sendo a diferença do modelo AC8VT de 15% referente ao modelo AIC8VT SAP + ISE.

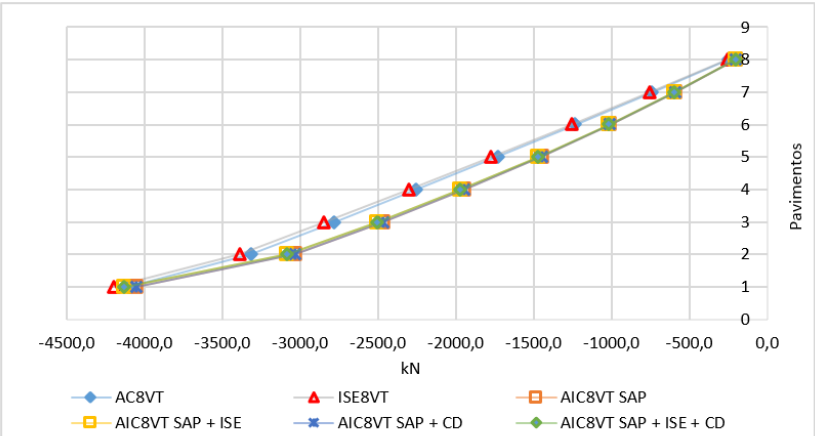


Figura 18. Esforço normal ao longo do pilar P8(8VT).

Nas análises de força normal ao longo dos pilares do pórtico analisado não foram encontradas diferenças significavas quando considerada a deformação (CD) nos modelos. Sendo os modelos CD com resultados próximos aos modelos onde não se considerou a deformação. Na análise de todos os modelos, as reações de apoio verticais não apresentaram diferenças significativas no modelo com 8 pavimentos e viga de transição.

4 CONCLUSÃO

A análise estrutural de dois edifícios em aço, com 8 pavimentos, com e sem viga de transição no primeiro andar, considerando a AIC e a ISE foi realizada nesse trabalho, a fim de avaliar a importância dessas considerações quando compradas com a AC, usualmente empregada em projetos de edifícios.

Nos modelos com AIC + CD, verificou-se que os esforços e os deslocamentos resultaram praticamente iguais aos dos modelos com AIC. Isso se deve à simetria das plantas dos edifícios e ao fato da análise ter sido realizada sem considerar os efeitos de segunda ordem.

O edifício 8VT apresentou diferenças consideráveis. A redistribuição de esforços resultou na realocação dos momentos fletores nas vigas com diferenças significativas quando considerado a AIC+ISE. Por fim, é importante salientar que a AIC e a ISE tem influência significativa nos resultados da análise desse tipo de estrutura.

Agradecimentos

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pela bolsa concedida.

REFERÊNCIAS

1 ANTONIAZZI, J. P. Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2011.

2 BROWN, P. T.; YU, S. K. R. Load Sequence and Structure-Foundation Interaction. Journal of Structural Engineering. 1986; v. 112. p. 481-488.

3 GORZA, L. S. Análise Incremental Construtiva de Edifícios Metálicos de Andares Múltiplos Usando o Método dos Elementos Finitos. 2000. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2000.

4 GUSMÃO, A.D. Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro, 1990.

5 HOLANDA JR.,O. G.Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

6 MINDLIN, R. D.Force at a point in the interior of a semi – infinite solid. Physics.1936; 7, p.195-202.

7 POULOS, H. G. Settlements analysis of structural foundation systems. Proceedings, IV South – East Asian Conference on Soil Engineering, Kuala Lumpur, Malaysia. 1975; v. IV, pp. 52-62.

8 PERLOFF, W.H. Pressure distribution and settlement. In:WINTERKORN, H.F.; FANG, H.Y. Foundation engineering handbook. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 148-196.

9 WINKLER, E. E. O. Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit. Domicius. .1867; Prag.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ANÁLISE NUMÉRICA DE PISO DE PEQUENA ALTURA COM LAJE MISTA E VIGA CELULAR EM AÇO

Sineval Esteves Pereira Junior [1]
Gustavo Coldebella [2]
Silvana De Nardin [3]

Resumo

O piso de pequena altura composto por laje mista e viga celular é uma inovação tecnológica em sistemas construtivos uma vez que toma partido das vantagens estruturais das lajes mistas com fôrma de aço incorporada e da alta capacidade resistente à flexão e baixo consumo de aço das vigas celulares. Para compor o sistema misto é aplicado um novo tipo de ligação mecânica, resultante da combinação do pino de concreto e de barras transversais que atravessam as aberturas do perfil celular, a fim de resistir ao cisalhamento longitudinal e garantir o comportamento conjunto dos materiais. Este trabalho tem como objetivo desenvolver um modelo numérico que represente o comportamento estrutural da viga mista extraída do piso de pequena altura a partir de simulações em elementos finitos utilizando o pacote computacional ABAQUS®. Para validação do modelo numérico foi considerado o comportamento estrutural obtido em ensaio de flexão em quatro pontos, disponível na literatura. As respostas das análises numéricas contribuíram para propor um método e ferramentas de modelagem que simulam o comportamento conjunto de pisos mistos de pequena altura com laje mista e viga celular em aço cuja laje é apoiada na mesa inferior do perfil de aço. O modelo numérico se mostrou bastante robusto para representar tanto a resposta estrutural quanto a força máxima resistida e o deslocamento no meio do vão.

Palavras-chave: Piso misto de pequena altura; Lajes mistas; Estrutura mista aço-concreto; Viga celular mista.

NUMERICAL ANALYSIS OF SLIM FLOOR SYSTEMS WITH COMPOSITE FLOOR AND STEEL CELLULAR BEAM

Abstract

The slim floor construction with composite floor slab and steel cellular beam is a technological innovation in constructive systems characterized by the use of the structural advantages of steel decking and the high bending resistance of steel cellular beams, applying a new type of shear connection, by combining of concrete dowels and transverse reinforcing bars passing through the openings of the cellular beam, in order to resist longitudinal shear and ensure the composite behavior of materials, which favor the best structural performance, especially in multi-storey building projects that demands of long span floor. This study aims to develop a

numerical analysis of the structural behavior of composite beam in slim floor systems with finite elements simulations using the program ABAQUS®. The investigation seeks to simulate the structural behavior characterized in four-point bending tests and to develop techniques with representative results referring to shear transferring mechanisms, adhesion and friction. The answers obtained in the numerical analyzes contributed to propose a method and modeling tools that simulate the combined behavior of slim floor systems with composite slab and steel cellular beam.

Keywords: Composite floor; Slim floor; steel decking; Cellular composite beams.

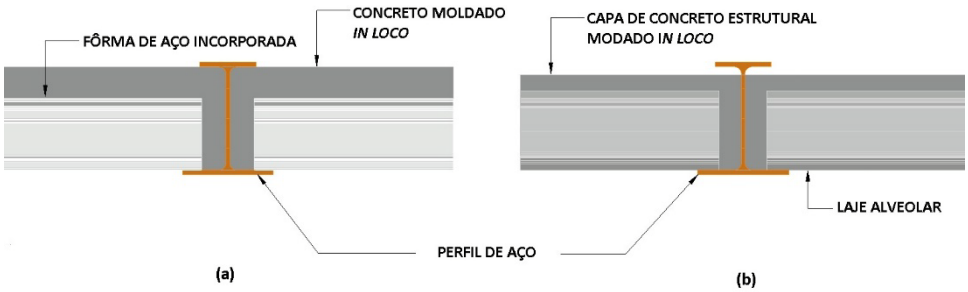
[1] Doutorando do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil.
[2] Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil.
[3] Prof.ª Dr.ª do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, São Paulo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os mais modernos projetos de edifícios de múltiplos andares têm utilizado significativamente os elementos mistos de aço e concreto em suas concepções estruturais, em busca de maior segurança estrutural e redução de custos. A alta resistência dos materiais e o elevado grau de industrialização dos elementos construtivos são vantagens que estimulam a aplicação dos sistemas mistos de aço e concreto em soluções estruturais que buscam vencer grandes vãos com menor consumo de materiais, elevada capacidade resistente e redução do peso próprio da estrutura [1].

O sistema de piso a ser utilizado em projetos de edifícios tem influência significativa no desempenho técnico qualitativo da estrutura mista e na viabilidade econômica da edificação [2]. Os pisos mistos de pequena altura, caracterizados pelo embutimento de parte ou de toda a laje no perfil de aço, reduzindo a altura total do piso, vêm ganhando destaque entre as soluções que apresentam considerável eficiência estrutural, racionalização de mão-de-obra e alta produtividade dos processos construtivos, em comparação aos sistemas convencionais de pisos. A ampliação da altura útil entre pavimentos [3] aliada à maior proteção do perfil de aço em situações de incêndio [4][5], favorecida pela configuração estrutural do conjunto viga-laje, são fatores determinantes para predileção do sistema construtivo, constituindo uma interessante alternativa. Outro fator favorável à utilização de pisos mistos de pequena altura é a versatilidade do tipo de lajes, podendo ser utilizadas tanto lajes mistas com fôrma de aço incorporada como lajes alveolares pré-moldadas [6], como mostra a Figura 1, permitindo configurações com perfis laminados ou soldados em alma cheia ou perfis celulares (com aberturas regulares circulares na alma).

Figura 1: Piso misto de pequena altura - (a) Laje mista com fôrma de aço incorporada; (b) Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido.



Fonte: Próprio autor.

A utilização de pisos mistos de pequena altura com lajes mistas com fôrma de aço incorporada é uma realidade nos países do continente europeu [7] [8], com desenvolvimento de estudos em vários centros de pesquisa. Dentre as características que contribuem para aceitação e continuidade da evolução tecnológica deste sistema construtivo, podem ser citadas a menor suscetibilidade do componente de aço, parcialmente revestido, a instabilidades locais e globais por flexão [9] e a alta capacidade resistente ao momento fletor. O aproveitamento da capacidade resistente ao momento fletor da seção mista em vigas de piso de pequena altura depende do grau de interação entre o perfil de aço e a laje de concreto [10]. A aplicação deste

elemento misto exige a compreensão do comportamento estrutural dos componentes estruturais e da interação aço-concreto, que corresponde ao aspecto mais relevante para este sistema [11]. A efetividade da interação entre os componentes de aço e de concreto é um fator que afeta diretamente o comportamento da viga mista (extraída do sistema de piso misto de pequena altura) sob momentos fletores positivos, fazendo com que o mecanismo de transferência de forças entre a seção de aço e a laje de concreto e sua exequibilidade sejam essenciais para a viabilidade técnica e econômica do sistema construtivo.

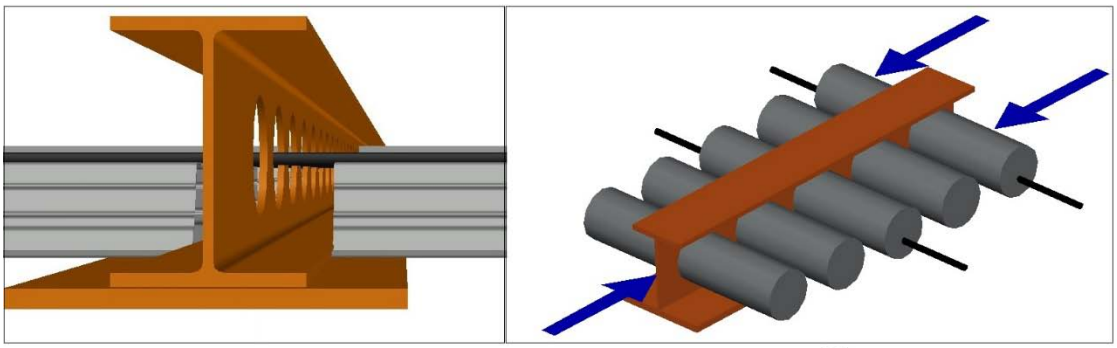
Na última década vários estudos [9][12][13][14] vários estudos de pisos mistos de pequena altura foram desenvolvidos com os objetivos de investigar a eficiência de conectores de cisalhamento e como aumentar a força transferida entre os componentes. Pesquisas recentes [15][16][17] avaliaram a efetividade de vigas mistas em pisos de pequena altura com viga em aço com aberturas circulares na alma (viga celular) e laje de concreto (Figura 2).

Figura 2: Piso misto de pequena altura com perfil celular – (a) laje mista com fôrma de aço incorporada; (b) laje alveolar pré-moldada de concreto protendido.

Fonte: (a) Chen et al. [18]; (b) Westok [19].

Em elementos mistos, os conectores de cisalhamento são o dispositivo mecânico de resistência ao cisalhamento longitudinal responsáveis por limitar o deslizamento e transferir forças longitudinais de cisalhamento na interface aço-concreto. Diversos dispositivos e configurações podem ser utilizados como conectores de cisalhamento. A associação dos pisos mistos de pequena altura com a viga celular em aço busca aproveitar as condições de estabilidade proporcionadas pelo revestimento do concreto no perfil celular que, isoladamente, pode apresentar modos de colapso relacionados à instabilidades locais [20][21], e cumprir a função de promover a interação entre os componentes a partir do efeito de pino do concreto nas aberturas da alma do perfil celular, podendo ser reforçado com armadura transversal (Figura 3).

Figura 3: (a) Barra transversal passante na abertura do perfil celular antes do lançamento do concreto moldado *in loco*; (b) Efeito de pino virtual de concreto com barras transversais nas aberturas do perfil celular.



(a) (b)

Fonte: Próprio autor.

Ensaios de cisalhamento direto são a metodologia usualmente empregada para avaliar os mecanismos de transferência de forças entre aço e concreto no caso de elementos mistos. Nos ensaios realizados por Huo [22], os resultados mostram a efetividade do mecanismo de transferência de forças via concreto passando nas aberturas da viga celular e a eficiência das barras transversais para a ductilidade e o aumento da capacidade resistente da ligação aço-concreto. Diferente dos conectores de cisalhamento normalmente empregados em vigas mistas convencionais, neste mecanismo (Figura 3), o concreto preenche completamente as aberturas do perfil celular efetivando a interação do fluxo cisalhante entre o componente de aço e a laje de concreto [16]. Como a viga celular está parcialmente revestida pelo concreto, a maior parte da interação aço-concreto é ativada pela combinação do concreto com a barra de aço. Assim, a aderência entre o aço e o concreto também contribui para o mecanismo de transferência. Nos inícios estágios de carregamento a transferência de forças entre os componentes pode ser atribuída a mecanismos como o atrito, a aderência e a compressão local, que são ativados na zona de contato entre os componentes [16]. Nessa situação, o perfil de aço está submetido a tensões longitudinais de cisalhamento que induzem a esforços de flexão e de cisalhamento na seção. Com o aumento da carga, a capacidade resistente ao cisalhamento do elemento de concreto que passa pela abertura será atingida e pode ocorrer grande deslizamento na interface entre a barra de aço e a laje de concreto, acompanhado do início da fissuração no concreto [16]. Para Limazie e Chen [16], as barras transversais de aço embebidas no concreto contribuem para melhorar a conexão aço-concreto pós-fissuração da laje. À medida que a carga continua aumentando e a fissuração evoluindo, a barra transversal resistirá aos esforços internos de tração, aumentando a capacidade resistente da conexão ao cisalhamento e contribuindo para a redistribuição das forças internas entre a laje de concreto e o perfil de aço.

Com base no exposto até aqui, o objetivo do presente estudo é elaborar um modelo numérico em elementos finitos que simule o comportamento estrutural de pisos de pequena altura compostos por lajes mistas e viga celular de aço submetido à flexão, a partir de resultados do programa experimental realizado por Chen *et al*. [18]. A seguir são descritos detalhes da modelagem numérica.

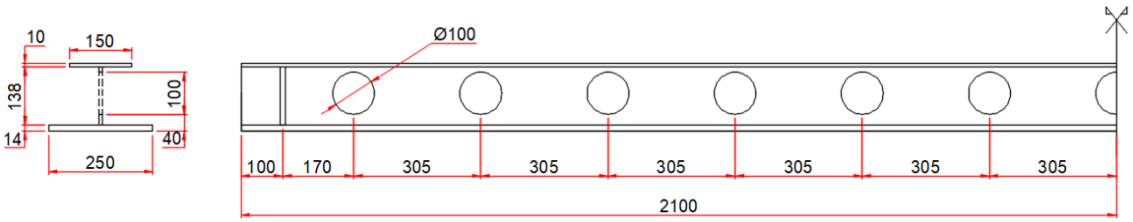
2 MATERIAIS E MÉTODOS

A simulação computacional é uma ferramenta importante para determinação do comportamento estrutural de sistemas estruturais, e a modelagem em elementos finitos é o método mais utilizado em técnicas de simulação numérica de estruturas de aço e mistas de aço e concreto. Por análise comparativa, foi avaliada a representatividade do modelo em relação aos resultados obtidos em ensaio experimental realizado por outro pesquisador [18], segundo a utilização de várias técnicas, ferramentas e análises disponíveis pelo pacote computacional ABAQUS.

2.1 Modelo físico de referência para análise numérica

Os resultados do conjunto de ensaios realizados por Chen et al.[18] foram utilizados como referência para a modelagem numérica. Sua utilização permitiu aferir a representatividade da simulação computacional a partir do comportamento estrutural de pisos mistos de pequena altura com laje mista e viga celular de aço. Chen et al. [18] apresentam protótipos com vigas mistas celulares representativas de pisos mistos de pequena altura, utilizando como mecanismo de ligação e transferência de esforços entre aço e concreto, o próprio concreto de preenchimento das aberturas do perfil celular de aço, reforçado com barra de aço. O programa experimental foi constituído por quatro espécimes de vigas mistas simplesmente apoiadas, ensaiadas a flexão em quatro pontos, com vão de 4000 mm e forças aplicadas a 1500 mm dos apoios. Dentre os modelos ensaiados, aqui será considerado aquele denominado SCSFB 1, constituídos por perfil I assimétrico (Figura 4).

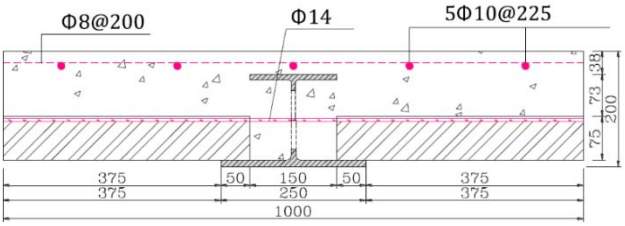
Figura 4: Seção de aço dos espécimes SCSFB1 e SCSFB2.



Fonte: Chen et al. [18] - Adaptado

A Figura 5 sintetiza as características geométricas da seção transversal do protótipo SCSFB 1, cuja curva *Força aplicada versus Deslocamento vertical* no meio do vão e os modos de falha orientaram a construção do modelo numérico que é objetivo do presente estudo.

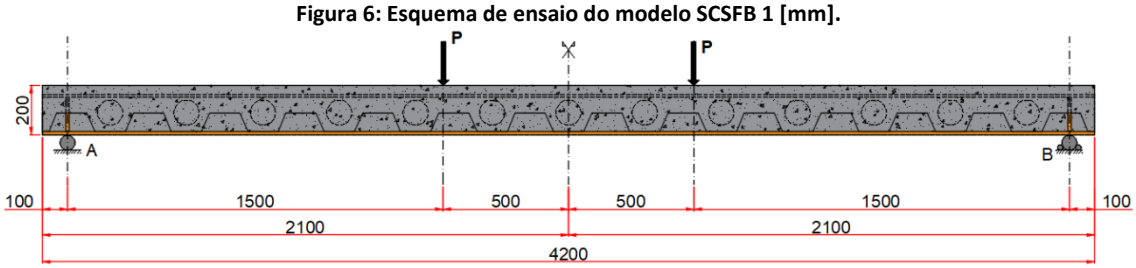
Figura 5: Modelo SCSFB 2 – Seção transversal [mm].



Fonte: Chen et al. [18]

Uma visão geral do esquema de ensaio é apresentada na Figura 6.

Figura 6: Esquema de ensaio do modelo SCSFB 1 [mm].



(Fonte: Próprio autor)

As principais propriedades mecânicas dos materiais aço e concreto, determinadas experimentalmente por Chen et al.[18] são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Propriedades mecânicas de aço e concreto determinadas por Chen et a.[18]

Aço			
Elemento	**Módulo de elasticidade [MPa]**	**Resistencia aso escoamento [MPa]**	**Tensão de ruptura [MPa]**
Mesa superior	188.000	462,9	558,8
Mesa inferior	185.000	410,5	553,9
Alma	188.000	462,9	558,7
Barra transversal ϕ = 14mm	210.000	548,3	586,7
Armação ϕ=10mm	210.000	415,0	588,3
Armação ϕ=8mm	210.000	428,3	551,7
Concreto			
Material	**Módulo de elasticidade [MPa]**	**Resistência característica a compressão [MPa]**	**Resistência média a tração [MPa]**
Laje de concreto	32.589	29,05*	2,84

***f_{cu} = 36,17MPa**

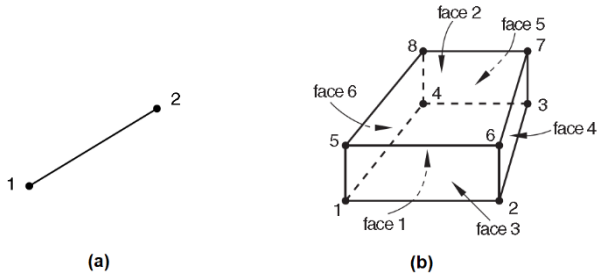
2.2 Tipos de Elementos finitos

O modelo numérico foi desenvolvido utilizando representação tridimensional e dois tipos de elementos finitos (Figura 7):

- Elementos sólidos – C3D8R;
- Elementos de barra – Truss T3D2.

Na modelagem da laje de concreto e do perfil celular foi utilizado o elemento finito sólido tridimensional *C3D8R*, com 8 nós e 3 graus de liberdade por nó (translação em X, Y e Z). As barras transversais e armaduras para controle de fissuração foram modeladas com elementos finitos lineares de barra, *Truss* T3D2, com 2 nós e 3 graus de liberdade por nó; esse elemento de barra apresenta deformação apenas na direção axial.

Figura 7: Tipos de elementos finitos utilizados na modelagem – (a) C3D2; (b) C3D8R.



Fonte: Simulia [23].

A Tabela 2 e a Figura 8 mostram a distribuição dos elementos finitos nos componentes do piso misto de pequena altura com laje mista e perfil celular de aço. Inicialmente optou-se por desenvolver o modelo completo, o que resultou em aproximadamente 30 horas de processamento. Como estratégia para redução deste tempo de processamento, o método de modelagem por simetria foi aplicado ao modelo numérico considerando dois eixos.

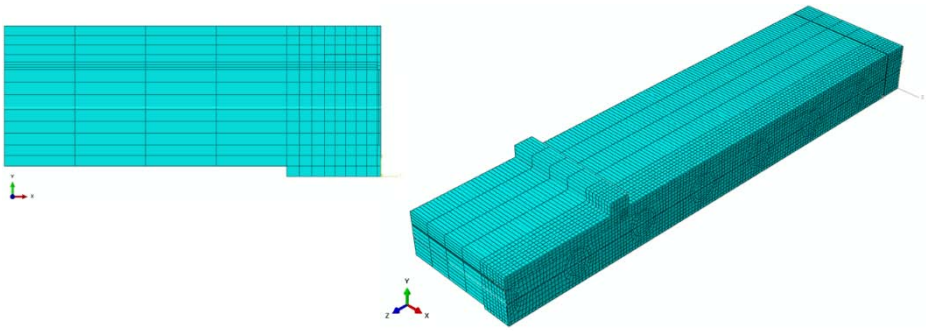
Tabela 2: Distribuição dos elementos por componentes para 1/4 do modelo.

Parte	Tipo de elemento	Nº de elementos
Viga celular	C3D8R	3502
Lajes de concreto	C3D8R	25342
Barra de aço (transferência aço-concreto)	Truss T3D2	35
Armação	Truss T3D2	80
Viga de transmissão	C3D8R	234
Total		29193

Fonte: Próprio autor.

Uma visão geral da malha de elementos finitos para ¼ de modelo (dois eixos de simetria) é mostrada na Figura 8.

Figura 8: Malha de elementos finitos do modelo de referência gerado pelo ABAQUS®- (a) vista frontal; (b) em perspectiva.



(a) **(b)**

Fonte: Próprio autor

O refinamento da malha foi concentrado na região do perfil celular e onde se forma o pino virtual de concreto; para isso foram considerados elementos de 15 mm. Fora dos limites da mesa inferior do perfil utilizou-se uma malha com elementos com 90 mm. Por apresentar disposição transversal ao eixo viga, sem contribuição relevante, a fôrma de aço incorporada não foi modelada, tendo sido representada apenas a laje de concreto.

2.3 Modelo constitutivos para os materiais

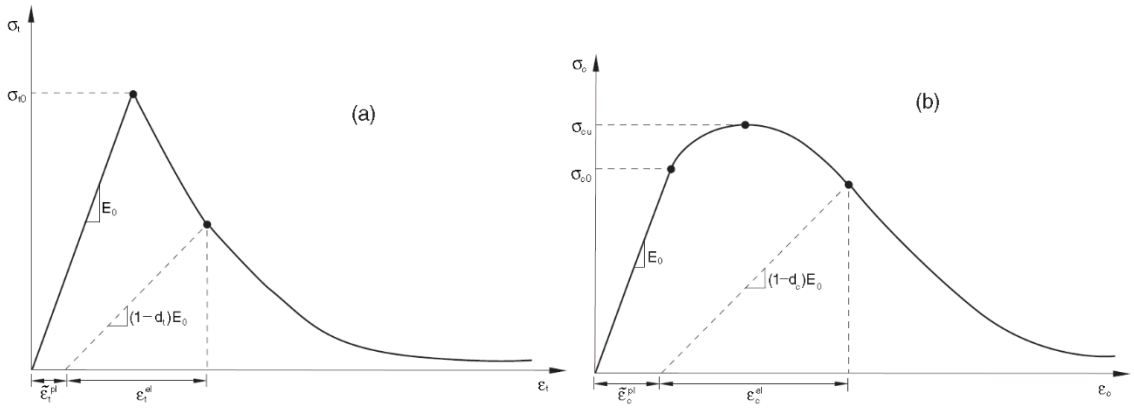
A seleção adequada dos modelos constitutivos para representar o comportamento uniaxial dos materiais foi fundamental para a obtenção de resultados representativos do comportamento de vigas mistas. Numa primeira tentativa foram adotados parâmetros já utilizados em outras pesquisas e relacionados a elementos mistos de aço e concreto. A seguir são detalhados os parâmetros utilizados para aço e concreto.

2.3.1 Concreto

A representação do comportamento do concreto foi feita utilizando o modelo de dano *Concrete Damage Plasticity* (CDP), disponível no pacote computacional e que permite caracterizar o comportamento mecânico do concreto em ambas as situações, à compressão e à tração. O modelo representa a plastificação do concreto a partir de danos contínuos, assumindo que os principais modos de falha do concreto são a fissuração a tração e o esmagamento à compressão, com evolução da superfície de falha [24], evolução essa relacionada à perda progressiva de rigidez durante a propagação de fissuras e perda de resistência do material. As respostas uniaxiais do concreto à tração e à compressão são caracterizadas por parâmetros de dano na fase plástica do material [24], como mostra a Figura 9. Sob esforço de tração uniaxial, o comportamento Tensão *versus* Deformação segue uma relação elástico-linear até que a ruptura ocorra e essa tensão (σ_{t0}) corresponde ao aparecimento de microfissuras no material [24]. Quando submetido à compressão uniaxial, a

resposta é linear até o valor da tensão característica do concreto (σ_{c0}). No regime plástico, o comportamento é caracterizado pelo endurecimento e ganho de resistência, seguido por perda da capacidade resistente até um valor residual [24].

Figura 9: Resposta do concreto sob carregamento uniaxial – (a) tração; (b) compressão.



Fonte: Simulia [24].

Essa representação, embora simplificada, consegue simular as principais características do comportamento do concreto, tanto a tração quanto a compressão [24]. As curvas tensão-deformação uniaxial podem ser convertidas em curvas de Tensão *versus* Deformação Plástica (Figura 9); esse processo é realizado automaticamente pelo ABAQUS®, a partir dos dados de deformação inelástica e das relações dadas pelas equações (1) e (2). O modelo de plastificação *Concrete Damage Plasticity* assume que a redução do módulo de elasticidade (E) é dada em termos de uma variável de degradação (d), como indica a equação (3).

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (1)$$
$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (2)$$
$$E = (1 - d)E_0 \quad (3)$$

Sendo,

σ_t tensão à tração do concreto;
ε_t deformação à tração do concreto;
σ_c tensão à compressão do concreto;
ε_t deformação à tração do concreto;
ε_t^{pl} deformação plástica à tração do concreto;
ε_c^{pl} deformação plástica à compressão do concreto;
d_t dano à tração em estado uniaxial;
d_c dano à compressão em estado uniaxial;
E_0 módulo de elasticidade inicial (anterior ao dano).

Para realização de análise plástica utilizando o modelo de dano *Concrete Damage Plasticity* é necessário definir a curva Tensão *versus* Deformação e fornecer ou determinar os parâmetros necessários à representação do comportamento plástico do material. Os principais parâmetros necessários à definição do modelo de dano *Concrete Damage Plasticity* são: ângulo de dilatação (ψ), excentricidade **(ϵ)**, razão de tensão biaxial, fator de forma ***(k)*** e viscosidade **(υ)**. Nesse modelo numérico foram utilizados os valores indicados na Tabela 3 para os parâmetros citados a pouco. Os valores adotados são recomendados por pesquisas já realizadas por outros autores [25] [26] [27]. Naturalmente a influência desses parâmetros pode ser significativa e novos valores poderão ser adotados quando da comparação dos resultados dos modelos numéricos e físicos.

Tabela 3: Parâmetros utilizados no modelo *Concrete Damage Plasticity*

Ângulo de dilatação (ψ)	Excentricidade (ϵ)	Razão de tensão biaxial (σ_{b0}/σ_{c0})	Fator de forma (k)	Viscosidade (υ)
36°	0,1	1,16	0,667	10^{-3}

Fonte: Próprio autor

A curva Tensão *versus* Deformação do concreto à compressão foi construída a partir das formulações e parâmetros propostos pelo Eurocode [28], conforme a equação (4), onde $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$, $k = 1{,}05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}|/f_{cm}$ e a deformação de pico $\varepsilon_{c1} = 2{,}15 \cdot 10^{-3}$. A continuidade da curva para comportamento além dos valores superiores à deformação última de $\varepsilon_{cu1} = 3{,}5 \cdot 10^{-3}$, não estabelecida pelo Eurocode [28], foi determinada utilizando as equações (5) e (6) e os parâmetros prescritos pela Norma Chinesa para Projetos de Estruturas de Concreto [29]. Os parâmetros α_a e α_d foram definidos conforme recomendação da norma chinesa [29] e tomados iguais a 2,04 e 1,30, respectivamente. Essa combinação das curvas citadas ([28] [29]) foi utilizada nos estudos desenvolvidos por Xu *et al*.[26] e Pavlović *et al*. [27].

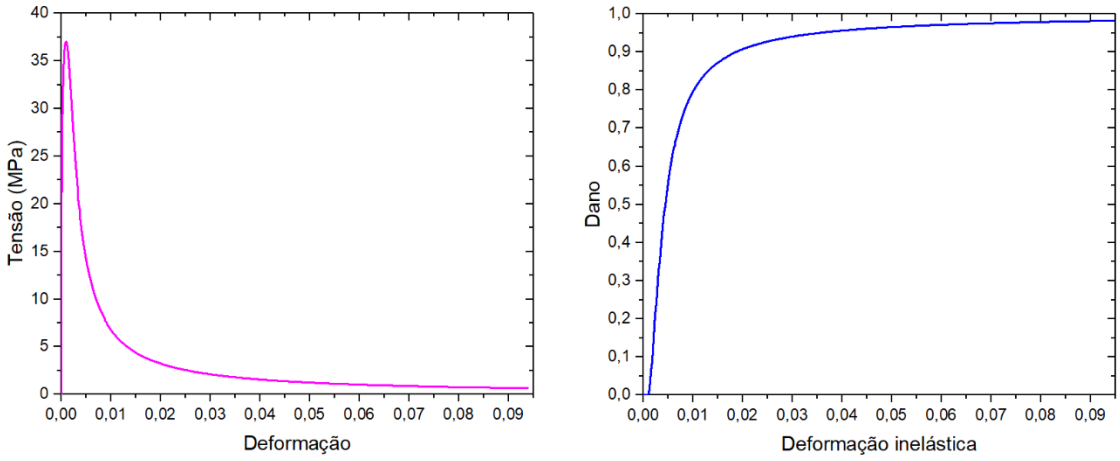
$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta}, \qquad \eta \leq \varepsilon_{cu1}/\varepsilon_c \quad (4)$$

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot [\alpha_a \cdot \eta + (3 - 2\alpha_a) \cdot \eta^2 + (\alpha_a - 2) \cdot \eta^3], \qquad \eta \leq 1 \quad (5)$$

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{\eta}{[\alpha_d \cdot (\eta - 1)^2 + \eta]}, \qquad \eta > 1 \quad (6)$$

A Figura 10 ilustra as curvas Tensão *versus* Deformação e Dano *versus* Deformação inelástica do concreto à compressão utilizadas para caracterização do concreto no modelo *Concrete Damage Plasticity*.

Figura 10: Parâmetros do concreto à compressão – (a) curva tensão *versus* Deformação; (b) curva dano versus deformação inelástica.



(a) **(b)**

Fonte: Próprio autor

Para definição do comportamento à tração do concreto foi necessário estabelecer o parâmetro de enrijecimento à tração (*tension stiffening*), que permite considerar o efeito da aderência entre a armadura e o concreto e que capacita o concreto armado a resistir à tração, definindo uma suavização da curva Tensão *versus* Deformação após o pico (Figura 11a). O enrijecimento à tração pode ser estabelecido pela relação Tensão pós-ruptura *versus* Deformação do concreto fissurado [24]. A deformação correspondente à fissuração (ε_t^{ck}) é definida como a deformação total (ε_t) menos a deformação elástica (ε_{t0}^{el}), que corresponde ao material não danificado, com $\varepsilon_{t0}^{el} = \sigma_t/E_0$. No pacote computacional ABAQUS® o enrijecimento à tração é dado em função da deformação de fissuração (ε_t^{ck}). Com os dados do dano à tração (d_t), os valores de deformação de fissuração são convertidos em deformação plástica utilizando a equação (7).

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \cdot \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (7)$$

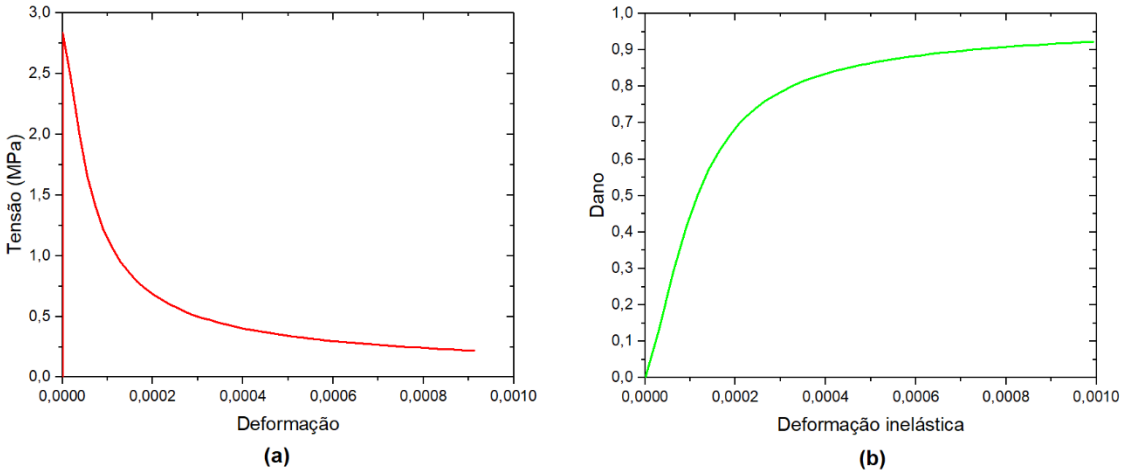
Para o modelo constitutivo uniaxial do concreto a tração, a relação Tensão *versus* Deformação foi construída a partir das equações sugeridas por Xu *et al*. [26], baseadas no NSPRC [29]. As equações (8) e (9) foram utilizadas no presente estudo para construção das curvas Tensão *versus* Deformação e Dano *versus* Deformação inelástica, que são parâmetros necessários ao modelo *Concrete Damage Plasticity.*

$$\sigma_t = f_{ctm} \cdot 1{,}2\eta - 0{,}2\eta^6 \,, \eta \leq 1 \quad (8)$$

$$\sigma_t = f_{ctm} \cdot \frac{\eta}{\alpha_t \cdot (\eta - 1)^{1,7} + \eta} \quad , \eta > 1 \quad (9)$$

Onde, $\eta = \varepsilon_t/\varepsilon_{tu}$, ε_{tu} é a deformação correspondente à tensão de tração média (f_{ctm}) e o parâmetros α_t foi definido conforme prescreve a norma chinesa [29], tendo sido adotado α_t =3,84. A Figura 11 mostra as curvas dos parâmetros utilizados para determinar o comportamento à tração da laje de concreto.

Figura 11: Curvas para o concreto à tração – (a) Tensão *versus* Deformação; (b) Dano *versus* Deformação inelástica.



Fonte: Próprio autor

2.3.2 Aço

O comportamento do aço para o perfil celular e enrijecedores foi baseado no modelo constitutivo elasto-plástico multilinear com encruamento isotrópico e critério de plastificação de von Mises. O pacote computacional ABAQUS® descreve o comportamento do material na fase plástica a partir dos valores de tensões e deformações reais. Segundo Silva [30], a consideração da não-linearidade da curva Tensão *versus* Deformação definida com base na geometria inicial e valores nominais de tensão e deformação não representa adequadamente o comportamento do material. Para corrigir esta condição deve-se considerar as tensões e deformações calculadas com base na geometria real da estrutura deformada [30]. Admitindo que as deformações não são mais desprezíveis, a deformação é dada pela expressão (10).

$$d\varepsilon = \frac{dl}{l} \quad \therefore \quad \varepsilon = \int_{l_0}^{l} \frac{dl}{l} = ln\left(\frac{l}{l_0}\right) \quad (10)$$

Sendo, ε a deformação real ou deformação logarítmica, l_0 o comprimento inicial e l o comprimento final deformado.

A relação entre a deformação real e a deformação nominal é dada pela equação (11), sendo que deformação real pode ser definida pela aplicação do logaritmo natural nos termos da expressão, resultando na equação (12).

$$\varepsilon_{nom} = \frac{l - l_0}{l_0} \therefore \varepsilon_{nom} = \frac{l}{l_0} - 1 \quad (11)$$

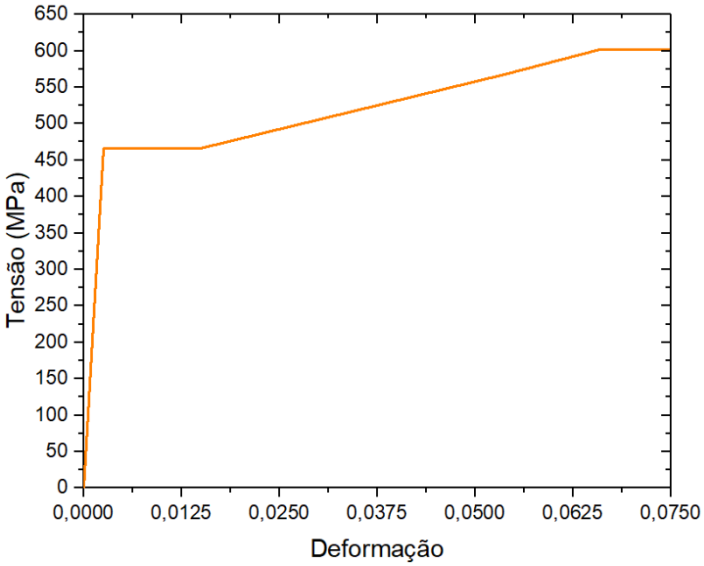
$$\varepsilon = \ln(\varepsilon_{nom} + 1) \quad (12)$$

Pelas definições de tensão nominal, $\sigma_{nom} = F/A_0$, e tensão real $\sigma = F/A$, a área final é dada por $A = A_0 \cdot (l_0/l)$, que resulta na tensão real dada pela equação (13).

$$\sigma = \sigma_{nom} \cdot (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (13)$$

Com a determinação das tensões reais, o modelo de caracterização do aço do perfil celular e dos enrijecedores obedeceu às relações e formulações dos estudos de Byfield *et al*. [31] e Lawson e Saverirajan [32]. A Figura 12 ilustra a relação Tensão *versus* Deformação utilizada nos modelos constitutivos do perfil celular e dos enrijecedores do perfil celular.

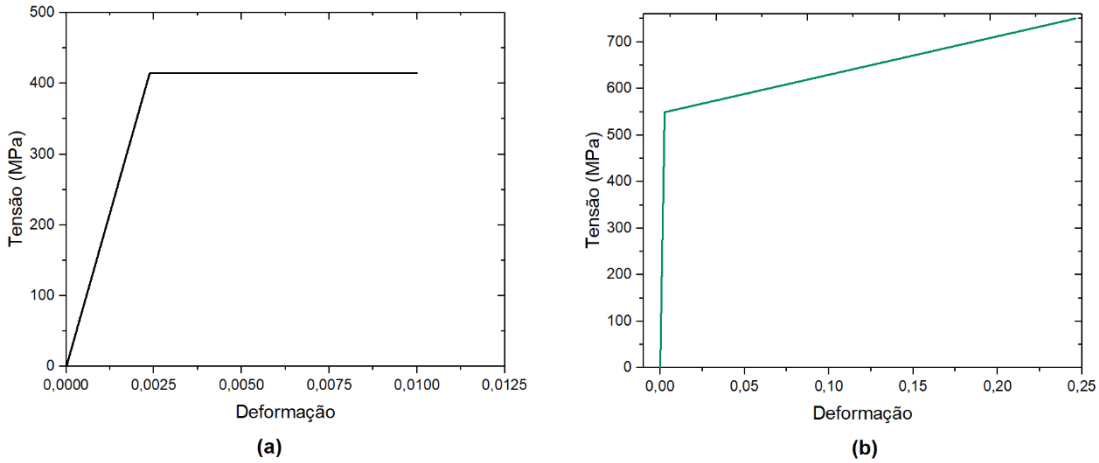
Figura 12: Modelo constitutivo do aço do perfil celular e enrijecedores



Fonte: Próprio autor

O modelo constitutivo do aço da armadura foi definido pelo comportamento elasto-plástico perfeito (sem encruamento), baseado no critério de von Mises, com base na tensão uniaxial (Figura 13a). Para as barras transversais utilizadas como conectores de cisalhamento optou-se por utilizar um modelo bilinear com encruamento isotrópico e critério de superfície de falha de von Mises (Figura 13b).

Figura 13: Modelo constitutivo do aço - (a) Armação; (b) conector de cisalhamento.

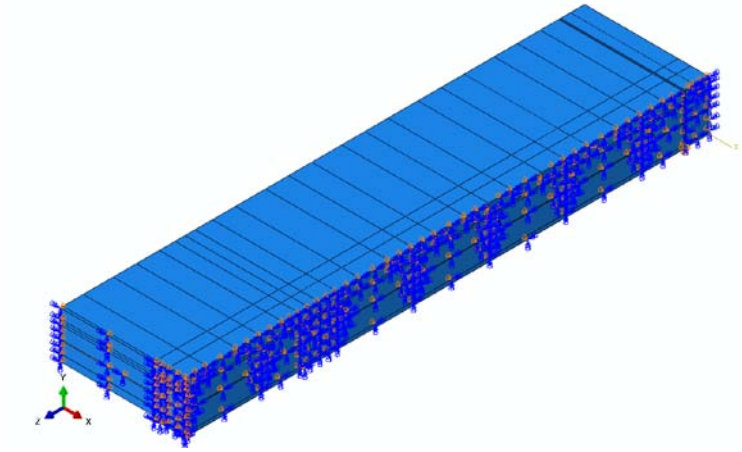


Fonte: Próprio autor

2.4 Condições de contorno e aplicação do carregamento

As condições de contorno considerando as simetrias foram aplicadas na superfície dos planos verticais no eixo das seções transversal e longitudinal, e estabelece as mesmas condições para ambos os lados. A Figura 14 mostra as restrições aplicadas na face interna da geometria cortada exatamente nos eixos de simetria, resultando em um quarto do modelo com dois planos de simetria.

Figura 14: Condições de contorno – Restrições aplicadas aos planos de simetria transversal e longitudinal.



Fonte: Próprio autor

As restrições devido aos vínculos externos foram definidas e aplicadas nos nós do perfil de aço para representar as condições de apoio descritas nos ensaios experimentais. O carregamento foi aplicado como carga superficial distribuída na superfície da viga de transmissão, modelada como material elástico de alta rigidez.

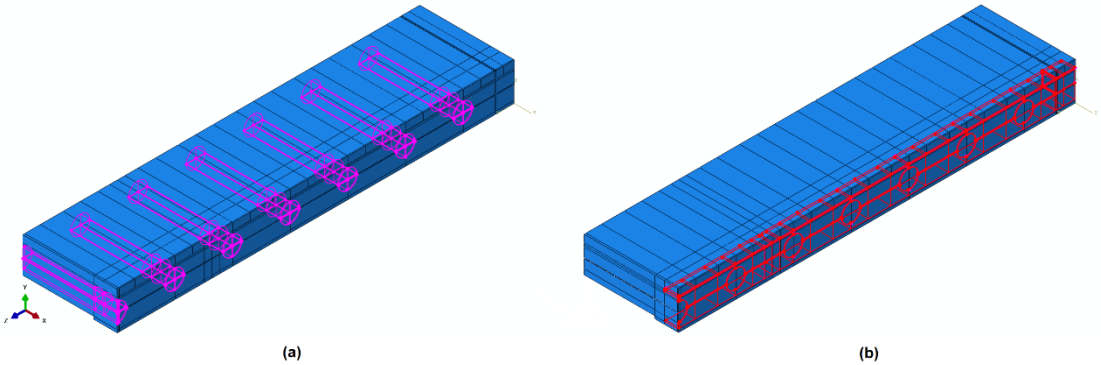
2.5 Elementos de contato

As regiões de contato foram discretizadas com elementos de contato. Para representar o contato entre a viga de transmissão e a laje de concreto foi aplicado, entre as superfícies, o elemento de restrição tipo *tie*, que apresenta a propriedade de vincular os elementos nodais de duas partes com malhas distintas, impedindo que os elementos nodais de uma superfície penetrem na superfície vinculada.

O contato entre o concreto moldado *in loco* e as barras de aço (armadura e barras transversais) foi estabelecido pelo elemento de interação *Embedded region,* que é utilizado para especificar que um elemento está incorporado ou embebido em outro elemento. Em um nó do elemento da armadura (embebida no concreto), os graus de liberdade de translação são eliminados e restritos aos valores interpolados correspondentes aos graus de liberdade da malha do elemento de concreto (Figura 15a).

Já o contato entre o perfil de aço e o concreto da laje foi estabelecido, inicialmente, pela criação da propriedade do material de contato que permite estabelecer as características presentes na interface entre os materiais (Figura 15b). Na direção normal foi ativada a propriedade *"Hard" contact,* que impede a penetração dos nós entre as superfícies até que haja pressão de contato entre elas. A ferramenta auxilia na correção de distorções em virtude de distinções no refinamento da malha de diferentes partes constituintes. Para simular as características do contato na direção tangencial foi atribuído o modelo de atrito de Coulomb entre duas superfícies – *Coulomb friction*, que expressa o comportamento entre duas superfícies a partir do coeficiente de atrito. Para a presente simulação foi adotado coeficiente de atrito igual a 0,5, recomendado por Qureshi, Lam e Ye [33]. Em seguida, a superfície entre os materiais foi criada e aplicadas as propriedades do material descrito.

Figura 15: (a) Barras de aço transversais embebidas no volume do pino virtual de concreto; (b) Superfície de contato de aderência entre o perfil de aço e a laje de concreto



Fonte: Próprio autor.

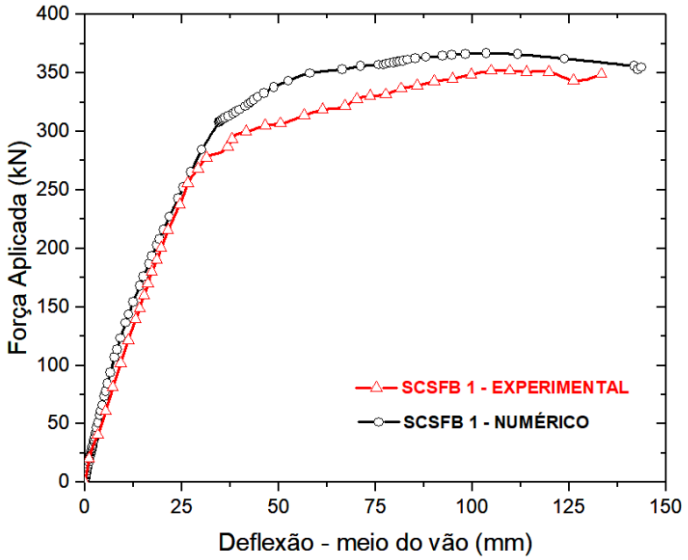
2.6 Métodos de processamento e convergência

Para o processamento foi considerada análise não-linear utilizando o *Método de Riks Modificado* (método de comprimento de arco), por possibilitar a otimização da convergência para resolução do sistema de equações, com um processo incremental e iterativo. A aplicação dos incrementos de carga foi limitada entre 1% e 10% do valor total da carga máxima experimental.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 16 e a Tabela 5 mostram a comparação entre o modelo experimental e numérico. Os resultados demostraram que o modelo numérico desenvolvido neste trabalho apresentou coerência e boa representatividade em relação ao modelo experimental, embora tenha indicado maior rigidez em relação ao deslocamento vertical no meio do vão.

Figura 16: Gráfico Força aplicada *versus* Deslocamento vertical no meio do vão.



Fonte: Próprio autor.

Na fase elástica, as curvas apresentam excelente concordância no comportamento, com pequena dispersão após a plastificação da seção de aço até a convergência nos últimos passos de carga, mas seguindo a trajetória não-linear da curva do modelo experimental. A força última aplicada no modelo experimental (P_u) chegou a 349kN e a força última obtida na simulação numérica foi de 354,74kN, representando uma aproximação de 98% ou uma diferença de 1,6% em relação ao valor experimental. Para força última, o modelo numérico apresentou flecha de 143,68 mm contra 133,33 mm do modelo físico, representando uma diferença de 7,8%. Portanto, tanto em termos de comportamento quanto de valores últimos, o modelo numérico aqui apresentado se mostra uma excelente ferramenta podendo ser utilizado para análises paramétricas futuras.

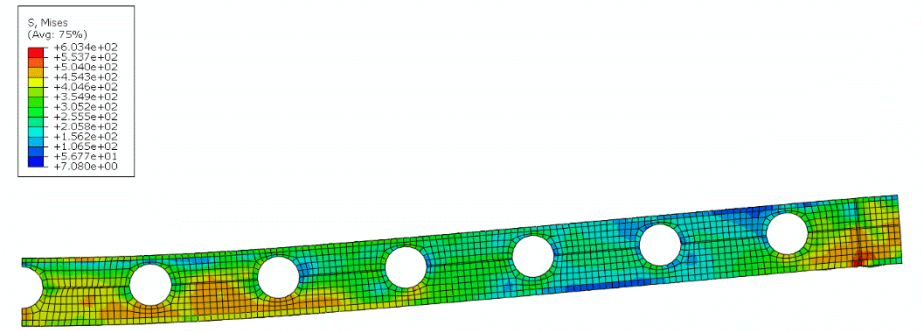
Tabela 4: Comparação da força aplicada e deslocamento entre o modelo experimental e modelo numérico

Modelos	P_u [kN]	δ_u [mm]
Experimental - SCSFB 1	349	133,30
Numérico - SCSFB 1	354,74 (+1,6%)	143.68 (+7,8%)

Fonte: Próprio autor.

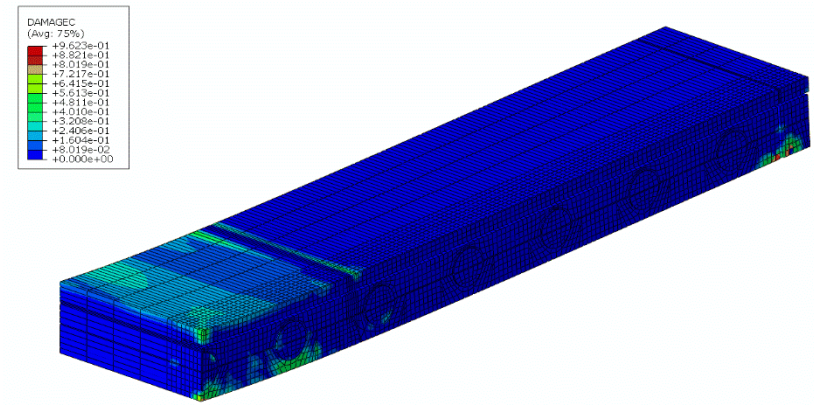
Os modos de falha também foram verificados no modelo numérico mostrando plastificação da seção de aço (Figura 17) e esmagamento da laje concreto (Figura 18), caracterizando falha por flexão. Assim como no ensaio experimental [18], não foi identificado ruptura na interface aço-concreto e sim falha por flexão.

Figura 17: Distribuição das tensões de von Mises no perfil celular [MPa].



(Próprio autor)

Figura 18: Representação do Dano a compressão na laje de concreto



Fonte: Próprio autor

Os resultados indicam que o modelo numérico apresentou excelente capacidade para representar o comportamento estrutural do piso misto de pequena altura com lajes mistas de aço e concreto e perfil celular em aço.

4 CONCLUSÃO

A modelagem numérica da viga mista com perfil celular em aço e laje mista em pisos de pequena altura apresentou resultados satisfatórios com excelente aproximação em relação aos resultados experimentais. Os métodos de modelagem e ferramentas disponíveis no pacote computacional ABAQUS® demonstraram boa capacidade na representatividade do comportamento a flexão do piso misto. O modelo numérico registrou carga última de 354,74 kN, caracterizando uma aproximação de 98% em relação a carga última experimental. Assim como no modelo físico, o modo de colapso da viga mista foi governado pela plastificação da seção de aço e esmagamento do concreto, com perda de capacidade de carga após a força máxima ser atingida. Apesar desta aproximação indicar excelente correlação entre o comportamento estrutural dos modelos numérico e físico, o modelo numérico apresentou rigidez levemente superior após a fase elástica e valores menores de deslocamento vertical no meio do vão para o mesmo valor de carregamento; portanto, o modelo numérico se mostrou mais rígido que o experimental. A técnica utilizada na interação aço-concreto apresentou eficiência em representar o comportamento de interação completa.

Após a análise realizada, pode-se concluir que o modelo numérico em elementos finitos utilizando o pacote computacional ABAQUS® foi capaz de simular o comportamento estrutural da viga mista com perfil celular e laje mista, representativa do piso de pequena altura proposta neste estudo.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil – PPGECiv, à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES.

REFERÊNCIAS

[1] J. W. Rackham; G. H. Couchman; S. J. Hicks, *Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction*, P300 ed, nº 13. London: Steel Construction Institute, 2009.

[2] M. Miko, *Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors*. 2000.

[3] G. Huber, "SEMI-CONTINUOUS BEAM-TO-COLUMN JOINTS AT THE MILLENNIUM TOWER IN VIENNA , AUSTRIA", nº 1.

[4] Z. Ma e M. Pentti, "Structural behaviour of composite slim floor frames in fire conditions", vol. 62, p. 1282–1289, 2006.

[5] M. L. Romero, Y. Conan, e M. Braun, "Fire design methods for slim-floor structures", vol. 8, nº 2, p. 102–109, 2015.

[6] S. Chen e T. Limazie, "Composite slim floor beams with innovative shear connections", *Proc. Inst. Civ. Eng. - Struct. Build.*, vol. 171, nº 1, p. 29–37, 2018.

[7] D. L. Lawson, R.M. · Bode, H. · Brekelmans, J.W.P.M. · Wright, P.J. · Mullett, "'Slimflor'

and 'Slimdek'", *Struct. Eng.*, vol. 77, nº 8, p. 22–30, 1999.

[8] L. Yang, Y. Wang, e Y. Shi, "Full-scale test of two-storey composite slim floor under pseudo-dynamic and pseudo-static loadings", *Adv. Struct. Eng.*, vol. 18, nº 2, p. 173–187, 2015.

[9] S. De Nardin e A. L. H. C. El Debs, "Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts", *J. Constr. Steel Res.*, vol. 65, nº 2, p. 342–350, 2009.

[10] D. L. Mullett e R. M. Lawson, *Slim Floor construction using deep decking*, SCI-P127. London: The Steel Construction Institute, 1993.

[11] S. De Nardin e A. L. H. C. El, "Composite connections in slim- fl oor system An experimental study", *JCSR*, vol. 68, nº 1, p. 78–88, 2012.

[12] D. Lam, X. Dai, U. Kuhlmann, J. Raichle, e M. Braun, "Slim-floor construction - design for ultimate limit state", *Steel Constr.*, vol. 8, nº 2, p. 79–84, maio 2015.

[13] L. C. MESQUITA, "Avaliação do comportamento estrutural de vigas mistas de slim floor com aberturas na alma", Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, 2016.

[14] S. Baharom, E. Hosseinpour, e W. H. W. Badaruzzaman, "Hollow Steel Tube Versus Web Opening As Shear Connectors in Hollow Steel Tube Versus Web Opening As Shear Connectors in Slim-Floor Steel Beam", nº May, 2018.

[15] B. Y. Huo e C. A. D'Mello, "Push-out tests and analytical study of shear transfer mechanisms in composite shallow cellular floor beams", *J. Constr. Steel Res.*, vol. 88, p. 191–205, 2013.

[16] T. Limazie e S. Chen, "Effective shear connection for shallow cellular composite floor beams", *J. Constr. Steel Res.*, vol. 128, nº January, p. 772–788, 2017.

[17] B. Y. Huo e C. A. D'Mello, "Shear Transferring Mechanisms in a Composite Shallow Cellular Floor Beam with Web Openings", *Structures*, vol. 9, p. 134–146, 2017.

[18] S. Chen, T. Limazie, e J. Tan, "Flexural behavior of shallow cellular composite floor beams with innovative shear connections", *J. Constr. Steel Res.*, vol. 106, p. 329–346, 2015.

[19] Kloeckner Metals UK, "Westok".
Available at: https://www.kloecknermetalsuk.com/westok/products/ultra-shallow-floor-beam/. [Acessado: 22-fev-2019].

[20] D. Kerdal e D. A. Nethercot, "Failure modes for castellated beams", *J. Constr. Steel Res.*, vol. 4, nº 4, p. 295–315, jan. 1984.

[21] R. M. Lawson e S. J. Hicks, *Design of composite beams with large web openings*, P355 ed. London: The Steel Construction Institute, 2011.

[22] B. Y. Huo, "Experimental and analytical study of the shear transfer in composite shallow cellular floor beams.", City University London, London, England, 2012.

[23] D. S. Simulia, *ABAQUS 6.14: analysis user's guide*, vol. IV. Providence: Dassault systèmes simulia corp., 2014.

[24] D. S. Simulia, *ABAQUS 6.14: analysis user's guide*, vol. III. Providence: Dassault systèmes simulia corp., 2014.

[25] R. Malm, *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method*, nº April. Stockholm: Royal Institute of Technology - KTH, 2009.

[26] C. Xu, K. Sugiura, C. Wu, e Q. Su, "Parametrical static analysis on group studs with typical push-out tests", *J. Constr. Steel Res.*, vol. 72, p. 84–96, maio 2012.

[27] M. Pavlović, Z. Marković, M. Veljković, e D. Buđevac, "Bolted shear connectors vs.

headed studs behaviour in push-out tests", *J. Constr. Steel Res.*, vol. 88, p. 134–149, set. 2013.

[28] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, "EN 1992-1-1 : Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.", vol. 1, nº 2004. Brussels, p. 230, 2004.

[29] National Standard of the People's Republic Of China, "GB-50010-2002 - Code for Design of Concrete Structures." Beijing, p. 365, 2002.

[30] A. L. R. de C. Silva, "Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão uniaxial", Universidade Federal De Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, 2006.

[31] M. P. Byfield, J. M. Davies, e M. Dhanalakshmi, "Calculation of the strain hardening behaviour of steel structures based on mill tests", *J. Constr. Steel Res.*, vol. 61, nº 2, p. 133–150, fev. 2005.

[32] R. M. Lawson e A. H. A. Saverirajan, "Simplified elasto-plastic analysis of composite beams and cellular beams to Eurocode 4", *J. Constr. Steel Res.*, vol. 67, nº 10, p. 1426–1434, out. 2011.

[33] J. Qureshi, D. Lam, e J. Ye, "Finite Element Modelling of Shear Connection Behaviour in a Push Test Using Profiled Steel Sheeting", *Adv. Trends Struct. Eng. Mech. Comput.*, nº September, p. 679–682, 2011.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ANÁLISE NUMERICA E EXPERIMENTAL DE VIGAS METÁLICAS SUBMETIDAS À PROTENSÃO EXTERNA

Mário César dos Reis Ribeiro[1]
José Jeferson Rego Silva[2]
Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira[3]

Resumo
A pró-tensão é em grande maioria utilizada em estruturas de concreto, porém esta técnica vem sendo aplicada, com certa frequência, para reforços de estruturas metálicas, além de projetos de pontes e passarelas. A técnica de pró-tensão é utilizada nos perfis metálicos visando o aumento da capacidade resistente do perfil, resultando em uma economia de material. Ela também é utilizada para a redução das deflexões totais sob as cargas de serviço, resultando em uma capacidade de atingir maiores vãos com alturas de perfis menores. Diante disso, apresentam-se um estudo paramétrico de análise de vigas metálicas, em perfil W, submetidas a esse esforço de pró-tensão. Com analise das variações dos traçados do cabo de aço e a metodologia construtiva, observando os resultados de acordo com a NBR8800. O estudo contou com a utilização de softwares de elementos finitos, posteriormente a analise experimental da aplicação de esforços de pró-tensão nas vigas metálicas realizando comparações entra os resultados numéricos e experimentais.

Palavras-chave: Pró-tensão; Estruturas metálicas; Vigas; Análise experimental.

NUMERICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF PRESTRESSED STEEL BEAMS

Abstract
The prestress is a representation of this, since in the majority is used in concrete structures, but this technique has been applied, with some frequency, for reinforcements of metallic structures, besides projects of bridges and catwalks. The prestressing technique is used in metal profiles to increase the strength of the profile, resulting in material savings. It is also used to reduce total deflections under service loads, resulting in an ability to achieve higher spans with smaller profile heights. Therefore, this paper will show a parametric study of the analysis of steel beams, in profile I, submitted to this effort of pretension. With this, we intend to analyze the behavior of the steel beams and the constructive methodology, observing the results according to the NBR8800. The study counted on the use of finite element software, after which the application of prestressing efforts in the metal beams will be analyzed experimentally, making comparisons between numerical and experimental results.

Keywords: Prestressing; Steel structures; Beams; Experimental analysis.

[1] Engenheiro Civil, Mestre em estruturas, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Pernambuco, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil, Professor do departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Pernambuco, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil, Professor do departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Pernambuco, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A tendência em industrializar a construção buscando o ganho de produtividade e sustentabilidade está se tornando cada vez mais presente entre os empreendedores e construtores. Segundo o Centro Brasileiro da Construção em Aço [1], nas construções em processos convencionais o desperdício de materiais pode chegar em 25% em peso.

Ainda segundo o CBCA [1], a construção em aço representa, atualmente, cerca de 15% do universo do setor de edificações no Brasil, porém, se comparado aos Estados Unidos, onde 50% das construções de múltiplos pavimentos comerciais são em aço, e a Inglaterra, onde esse número chega a 70%, o Brasil ainda tem muito para crescer nesta disputa com as demais opções de estruturas disponíveis no mercado.

Para o ano de 2017, o Instituto Aço Brasil [2], projetou uma subida de cerca de 3,5% para o consumo de aço, sendo a expectativa do setor atingir 20% das construções em aço nos próximos cinco anos. Tendo em vista a grande possibilidade de crescimento do mercado do aço no Brasil, é necessário que os profissionais de engenharia estejam familiarizados com as soluções estruturais em aço e todas as suas vantagens, além de estarem aptos a lidarem com esse tipo de obra.

Apesar das estruturas metálicas não serem mais uma novidade no mercado, ainda existe uma resistência que persiste para a substituição do concreto pelo aço, resistência esta que não se justifica mais pelo preço, já que as reduções do tempo e da mão de obra compensam a diferença. O que prevalece é uma cultura pelo concreto armado que vem das escolas de engenharia do país.

Paralelo ao crescimento das estruturas metálicas no Brasil, as estruturas protendidas também ganham o seu espaço como solução estrutural para grandes vãos. O princípio da solução é baseado na criação de esforços opostos aos decorrentes das cargas de uso. A protensão é capaz de gerar um estado prévio de tensões melhorando o comportamento da peça. Basicamente, ao aumentarmos a resistência da peça com a aplicação da protensão, é possível a redução do material e da altura da seção transversal.

O estudo de vigas de aço protendidas já é bastante difundido nos países europeus e nos Estado Unidos, visto que essa técnica já vem sendo utilizada em algumas construções nessas regiões. As vigas podem ser protendidas, como vigas simples (apenas o perfil metálico) ou mistas (onde a laje em conexão com as vigas trabalham em conjunto). A protensão pode ser aplicada externamente a viga, internamente, e até na laje de concreto, aumentando sua rigidez e reduzindo trincas e deslocamentos. Porém, a protensão em vigas metálicas possui um grande desafio. Para a aplicação da protensão é necessária a compressão das vigas metálicas que, por serem de grande comprimento, estão submetidas à flambagem lateral e a flambagem local.

A definição da protensão, data de 1928 do chamado pai da protensão, Eugène Freyssinet, que definiu que a protensão consiste em submeter o material, no caso o concreto armado, a cargas que produzem tensões oposta à da peça, através da utilização de cabos preliminarmente esticados.

As pesquisas teóricas e experimentais surgem a partir de 1950, principalmente na Europa, abordando, majoritariamente, o reforço e construção de pontes metálicas com o sistema de protensão, já em 1968 Mukhanov [3], afirma que, com a protensão, é possível ter uma economia de 10 a 18% de aço e, com isso, uma redução de 5 a 15 % de custos.

Klaiber [4] em 1981, apresentou estudo para vários sistemas de protensão em pontes com modelos em meia escala, posteriormente em 1985 apresenta sistema pratico de dimensionamento de reforço com proteção para pontes metálicas.

Troitsky [5] em 1989, na mesma linha, realizou um estudo analítico e experimental de vigas mistas protendidas, na sequência, Brandford [6] em 1991 analisou as altas tensões de compressão provenientes da aplicação da protensão.

Em 1999, Nunziata [7] produziu um dos principais trabalhos sobre o estudo de vigas metálicas protendidas. Nele, o autor discorreu sobre os principais pontos da protensão em estruturas metálicas, apresentando, em seguida, um estudo sobre o fuso limite que define o traçado adequado para os cabos de protensão. Com isso, evidenciou que, para as viga isostáticas o traçado parabólico combate o efeito das cargas externas, sendo este o mais apropriado. Ele ainda ressalta a importância dos desviadores para o melhor traçado do cabo e a melhor eficiência do sistema. O estudo contou com analise experimental conforme Figura 1.

Figura 1 - Ensaio experimental de viga metálica protendida. Fonte: NUNZIATA (1999)

Ronghe e Gupta [8] em (2002), mais recentemente, apresentaram um estudo com vigas metálicas biapoiadas, de 10m, que avaliou a influência da excentricidade do cabo de protensão. Após 12 combinações diferentes, confirmaram que maiores excentricidades resultam em maiores capacidades resistentes para a viga de aço. Os autores ainda recomendam, que havendo a possibilidade, o cabo deve ser locado abaixo da mesa inferior.

As pesquisas, no Brasil, partem de 1976 com Sampaio Junior [9] que apresenta um processo de dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço utilizando técnicas computacionais, através de métodos numéricos e equações de otimização. Ao fim de sua pesquisa, o autor afirma que as vigas metálicas protendidas atingem de 15% a 30% de economia em relação as vigas metálicas convencionais, onde as principais variáveis para essa economia são a esbeltes da alma e a excentricidade do cabo.

Em 1992 Gonçalves [10], apresenta com uma das formas de reforço para aumento da capacidade de carga de pontes ferroviárias, a utilização de cabos pré-tensionados (protendidos). O autor destaca o trabalho do Engenheiro Oscar Machado da Costa, que segundo ele, projetou esse tipo de reforço em várias pontes na década de trinta.

Em 2001, através da necessidade do cliente ao longo da obra do Hotel Hilton São Paulo, Morumbi, foi necessária a retirada de um dos pilares espaçados a cada 7,5m para o vão livre necessário de 15m. Então, a partir da parceria entre os engenheiros Mário Franco, responsável pelo projeto da estrutura central de concreto armado do edifício, e Heloísa Maringoni, consultora de estrutura metálica, a solução adotada foi a utilização de vigas metálicas protendidas. A execução da adaptação foi altamente planejada, foram aferidas as tensões no pilar até o momento em que a tensão, no concreto, estava entrando em tração e então, começou-se a cortar o pilar.

Ferreira [11] em 2007 analisou o comportamento estrutural de vigas de aço protendidas, em perfil tipo I, indicando diretrizes para a utilização dessa técnica. A análise foi realizada pelo método dos elementos finitos, utilizando o software ANSYS. A autora utilizou, como um dos exemplos, uma viga metálica "I" de seção assimétrica com 20m de comprimento. Ela afirma, que a técnica de protensão é totalmente viável para aplicação em vigas metálicas e garante um aumento na capacidade de carga do perfil, porém ressalta que deve-se ter atenção especial em relação a possível instabilidade lateral da peça, gerada pela força de compressão.

Nelsen [12] em (2013), após uma vasta pesquisa bibliográfica sobre a aplicação de protensão em vigas metálicas e vigas mistas de aço e concreto, apresentou uma metodologia de dimensionamento de vigas mistas de aço concreto, utilizando cabos de protensão externo de alta resistência. O modelo de dimensionamento foi baseado nos principais modos de colapso global encontrados durante a revisão bibliográfica e na ABNT NBR 8800:2008.

A conclusão do estudo paramétrico confirmou que maiores excentricidades resultam em maiores capacidades de cargas para as vigas mistas, foi observado ainda, que a metodologia de aplicação da protensão pode influenciar nos resultados obtidos. A autora ainda conclui que, existe diferença entre o motivo da incapacidade de carga do perfil de acordo o modo de aplicação da protensão. Para as vigas pré-tensionadas, o colapso do perfil se dá por flexo-compressão; já para as pós-tensionadas, o colapso é em função do momento fletor aplicado na viga.

1.1 Objetivos

Este trabalho teve como objetivo o estudo de vigas metálicas protendidas externamente, através de modelos desenvolvidos em softwares de elementos finitos e experimento. Para tal estudo foi necessário os seguintes objetivos específicos:

- Desenvolver e apresentar os resultados obtidos para modelos de vigas metálicas protendidas em software de elementos finitos;
- Executar ensaio de viga metálica protendida;
- Avaliar as dificuldades e problemáticas da execução na prática de protensão externa em vigas metálicas;
- Comparar resultados obtidos experimentalmente com os resultados obtidos nos modelos analíticos;

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Analise numérica

A análise realizada sobre o comportamento das vigas metálicas protendidas foi inicialmente realizada por meio de softwares de elementos finitos. A análise utilizou perfil metálico tipo I, com aço ASTM A572-50, de distribuição da Gerdau, para melhor aproximar à realidade das construções metálicas no Brasil e da possibilidade de os resultados serem aplicados na prática.

Para o comprimento do perfil metálico, teve-se que prever o tamanho da viga de maneira a se adaptar ao tamanho possível de ser realizado no laboratório, de forma que foi fixado o comprimento de 5m para a viga metálica.

Devido ao vão da viga pré-determinado, o perfil metálico escolhido foi uma seção W200x15, com as seguintes propriedades:

- W200x15;
- Massa Linear: 15 kg/m;
- Área: 19,4cm²;
- Tensão de escoamento (fy) = 350 Mpa;
- Módulo de Elasticidade (Es) = 200000 Mpa;
- $W_x = 130{,}5cm^3$; $W_y = 17{,}4cm^3$;
- $I_x = 1305cm^4$; $I_y = 87cm^4$;
- $r_x = 8{,}2cm$; $r_y = 2{,}12cm$;

Para a determinação dos carregamentos aplicados na viga metálica foi criada uma situação simulando um projeto de edificação de múltiplos andares com carregamentos usuais (Fig. 02).

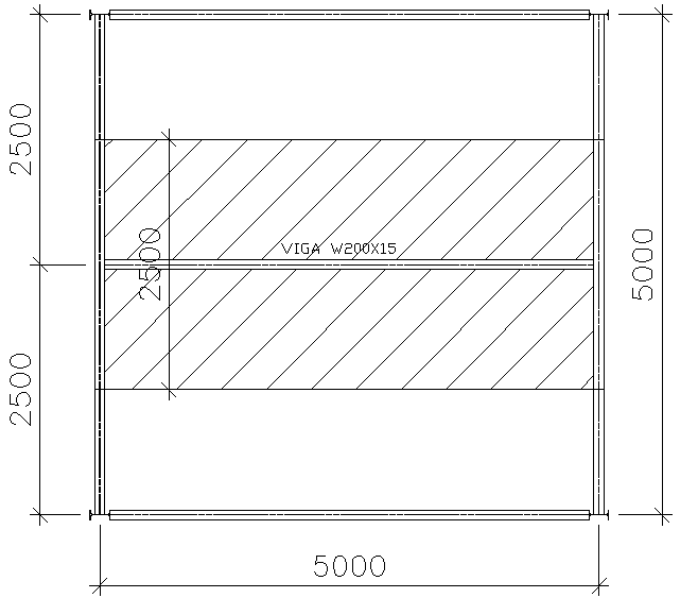


Figura 02 - Esquema layout da viga analisada (mm).

Agora, de posse da área de influência da viga analisada e a carga oriunda da laje determinada para o projeto, temos a carga de concreto referente ao peso próprio da laje que atua na viga metálica.

- V1 – 5m – Viga secundária (Fig. 03):
  - Laje Steel deck: 2,75 Kn/m² = 2,75*2,5= 6,88 Kn/m.

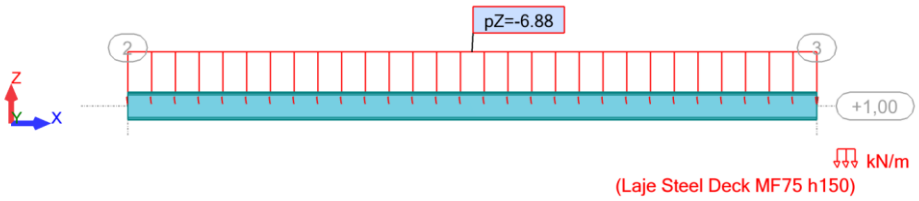


Figura 03 - Carga da laje steel deck aplicada sobre a viga metálica.

Para a realização do ensaio das vigas em laboratório, foi necessária a transformação da carga linear em cargas pontuais, prevendo a utilização dos equipamentos disponíveis em laboratório.

2 cargas pontuais (Fig.04): 6,88 x 5 (vão da viga) = 34,4 ÷2 = 17,2 Kn

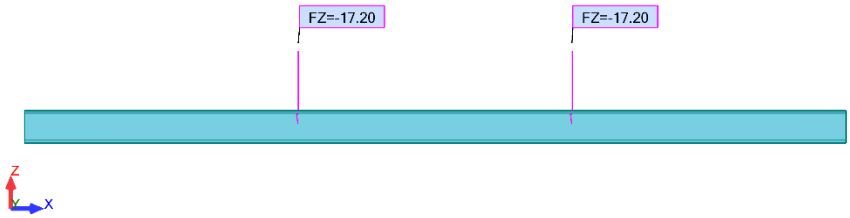


Figura 04 - Carga da laje steel deck transformada em cargas pontuais.

Como forma de comparativo serão utilizados os resultados obtidos por meio do software Abaqus (Fig. 05) para determinação das tensões e deslocamentos das vigas metálicas.

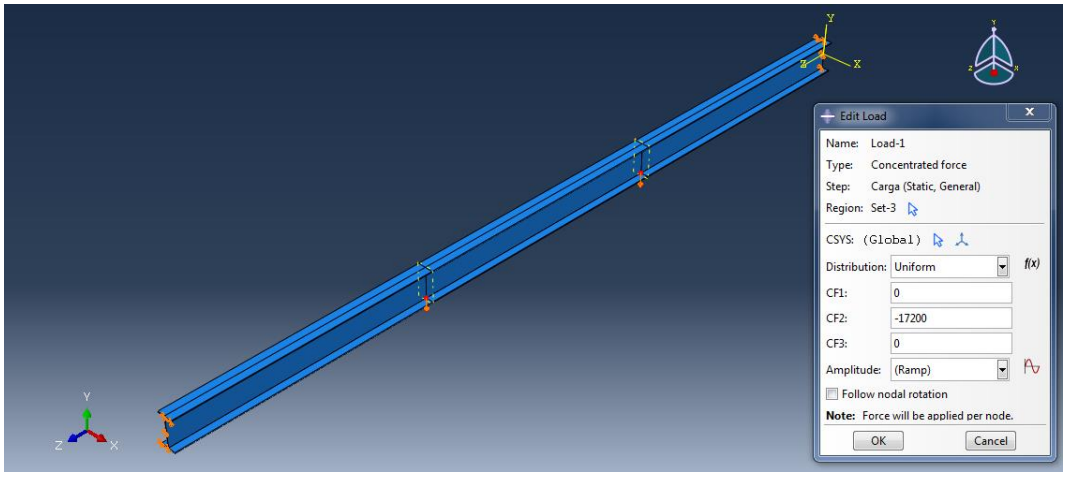


Figura 05 - Modelo Abaqus com aplicação de cargas.

Os modelos de viga protendida, desenvolvidos no Abaqus, são resolvidos através dos modelos de elementos finitos. Para o perfil foi utilizado o aço ASTM A572-50, Fy=350MPa e E=200GP. Para o cabo de protensão considerou-se o aço CP-190 RB, com tensão limite de tração igual a 140,22KN/cm², conforme recomendações de Nunziata [7]. Foi determinado que o traçado do cabo fosse de forma externa (Fig. 06).

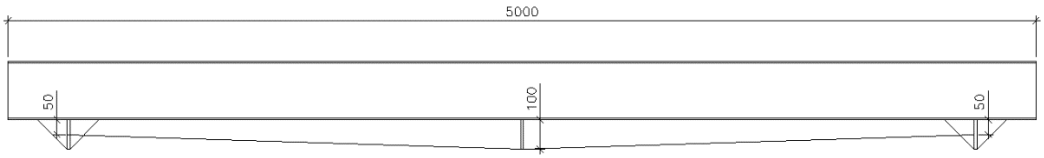


Figura 06– Determinação do traçado do cabo externo

Para a determinação das excentricidades foram considerados ainda, aspectos construtivos, como a distância da viga até o centro de ancoragem do cabo considerada de 50 mm. Levou-se em consideração a chapa de encunhamento (Fig. 07) necessária para a fixação do cabo.

Figura 07 - Chapa de encunhamento.

Com o traçado do cabo determinado, foi desenvolvido o modelo conjunto de cabo e viga no Abaqus (Fig. 08).

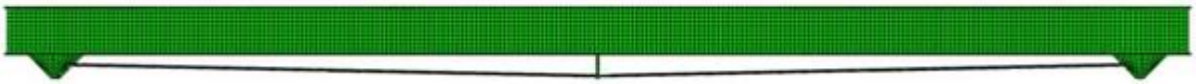


Figura 08 - Modelo viga com cabo de protensão – Abaqus.

A aplicação da força de protensão gera uma contra-flecha na viga metálica, desta forma, com a excentricidade do cabo previamente determinada, optou-se por variar o valor da protensão aplicada no cabo de forma a obter a contra-flecha desejada (Tabela 01). Está contra-flecha foi determinada de forma que, após a aplicação da carga final, a deformação da viga fosse menor que a estabelecida pela norma NBR 8800 [13] (1,43 cm).

Força de protensão (N)	Contra-flecha (cm)	Flecha (cm)
50.000	-1,146	2,085
60.000	-1,369	1,866
70.000	-1,593	1,647
80.000	-1,818	1,427

Tabela 01 - Força de protensão x Contra-flecha e flecha.

2.2 Modelo Experimental

O ensaio experimental realizado teve como principal objetivo o comparativo entre a realidade dos resultados obtidos para uma viga metálica protendida e a avaliação da realidade da execução da técnica de protensão em vigas metálicas, observando os pormenores construtivos e as dificuldades operacionais da realização da técnica. Todos esses fatores são primordiais para que a técnica de protensão em vigas metálicas se torne viável economicamente no mercado.

Foram realizados ensaios em vigas metálicas simples e vigas metálicas protendidas, a fim de comparar ambos os resultados com os analisados nos modelos de elementos finitos. As vigas foram definidas com VS01 e VS02 para as vigas simples (sem protensão) e as vigas protendidas foram denominadas VP01 e VP02.

As medidas foram iguais ao modelo previamente analisado, todas as vigas com 5m do perfil W200x15, Aço ASTM A572-50 (Fig. 09, 10 e 11).

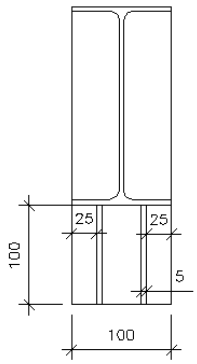


Figura 09 - Detalhe chapas de reforço para a chapa de ancoragem da VP.

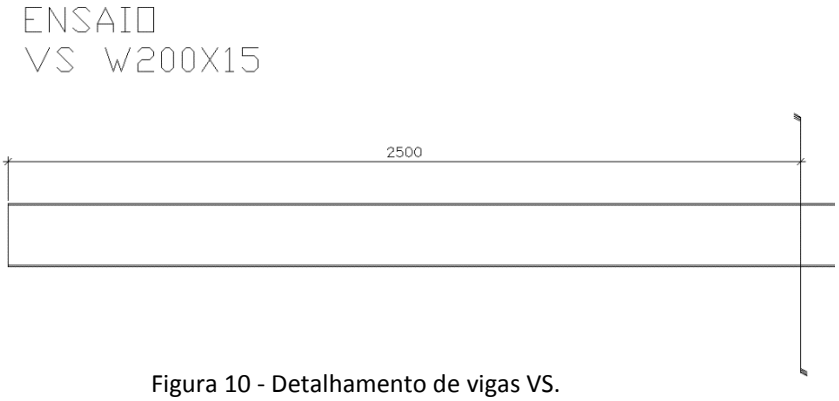


Figura 10 - Detalhamento de vigas VS.

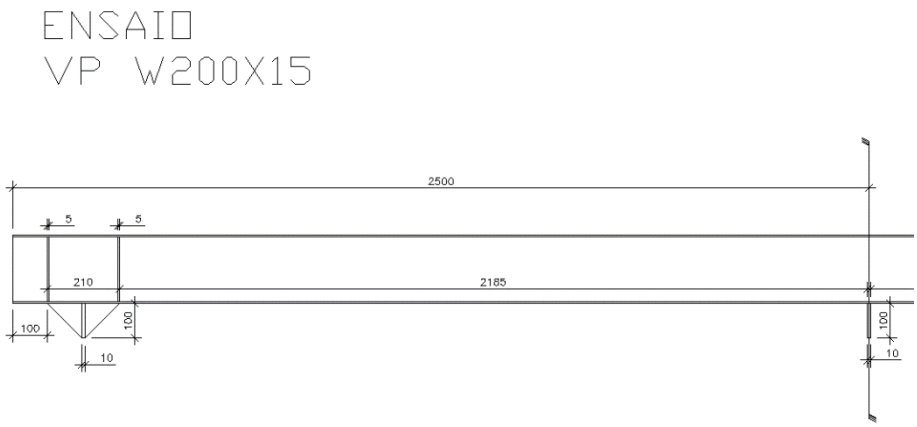


Figura 11- Detalhamento de vigas VP.

A fabricação foi acompanhada gradativamente, para garantir as medidas conforme projeto (Fig. 12).

Figura 12 - Fabricação das vigas utilizadas na pesquisa.

Para o desviador central do cabo de protensão foi utilizado um tubo de 32mm de diâmetro para suavizar e reduzir o atrito do cabo com o desviador (Fig. 13). Foi ainda promovida uma leve concavidade para o centro, de forma que o cabo tendesse a centralizar para o eixo da viga durante o processo de protensão.

Figura 13 - Desviador central – VP.

Os pontos de ancoragem foram fabricados conforme a medida para o encaixe da chapa de ancoragem (Fig. 14). As chapas de reforço são necessárias para reduzir as tensões localizadas, devido a elevada carga gerada pela protensão em um único ponto da viga.

Figura 14 - Chapa de ancoragem e chapas de reforço para as VP.

2.3 Experimento

2.3.1 Vigas Simples

Para as vigas metálicas simples foram realizados os ensaios em duas vigas: VS01 e VS02. As vigas metálicas ensaiadas foram fixadas por cantoneiras nas vigas principais, semelhante ao que ocorre na realidade da montagem de vigas metálicas. As vigas principais, por sua vez, possuem uma dimensão e uma rigidez elevada, para que não ocorra o deslocamento transversal nem vertical de tal forma que interfira nos resultados obtidos durante o ensaio.

As vigas principais descarregam num pórtico de reação do laboratório (Fig. 15). As cantoneiras de fixação entre a viga ensaiada e a viga principal (Fig. 16), exercem um papel fundamental de travamento no sentido lateral da viga, garantindo uma rigidez lateral. Desta forma, reproduzimos as fixações conforme o modelo de análise.

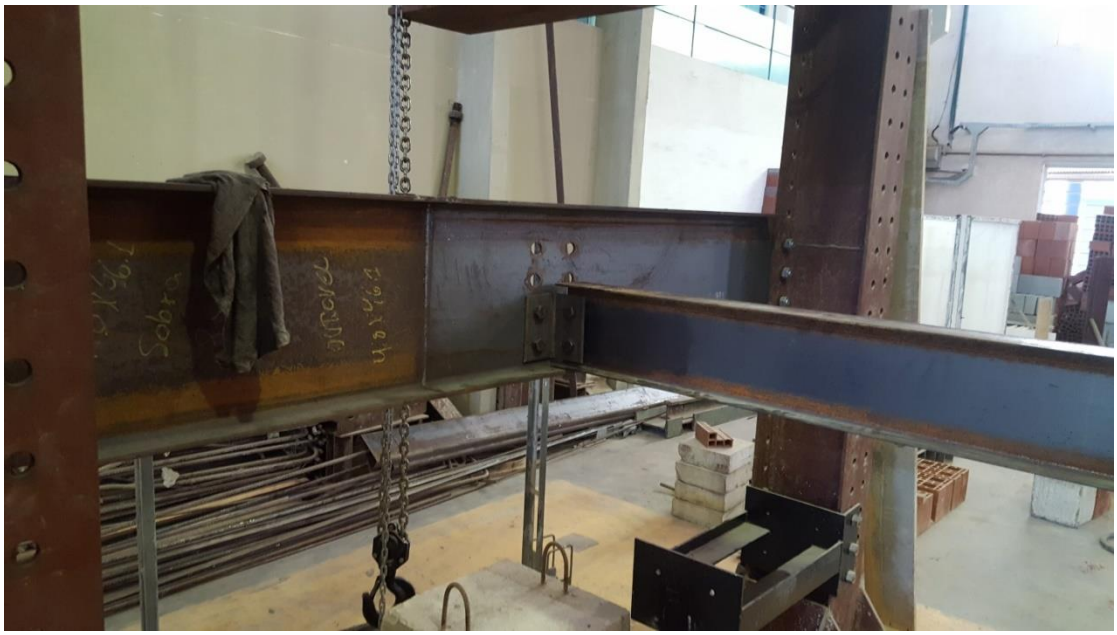


Figura 15 - Ligação entre viga ensaiada, viga principal de suporte e pórtico de reação.

Figura 16 - Fixação das vigas ensaiadas.

Para a aplicação das cargas pontuais na viga metálica utilizou-se dois macacos hidráulicos, de forma que a aplicação da força entre os dois macacos fossem semelhante e simultânea sobre a viga, como se vê na figura 17.

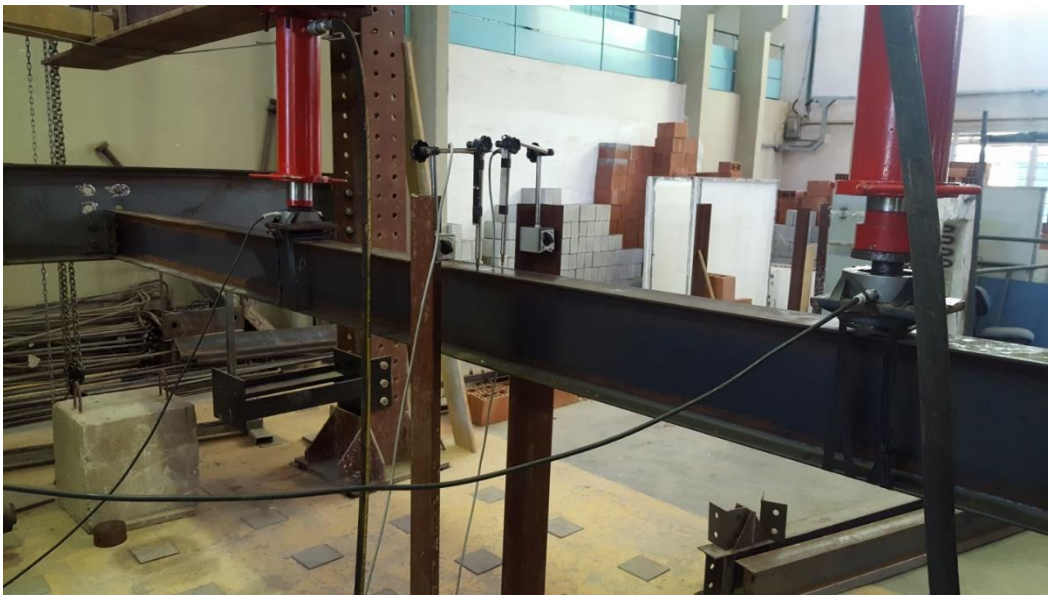


Figura 17 – Macacos hidráulicos de aplicação de carga.

Entre o macaco hidráulico de aplicação da força pontual e a viga foram instaladas células de carga para a medição da força aplicada em cada ponto, garantindo assim, a semelhança entre as cargas aplicadas e o registro do valor final atingido (Fig. 18). Para a transmissão entre a célula de carga e a viga foram utilizados roletes metálicos para garantir a aproximação da carga aplicada a uma carga pontual.

Figura 18 – Esquema de aplicação da carga.

Para a medição dos deslocamentos foram instalados 2 LVDTs (Linear Variable Differential Transformer) do tipo caneta, com uma capacidade de medida máxima de 5cm. Foram instalados de forma independente da viga, por hastes de suporte, para que não ocorressem medidas diferenciais (Fig. 19). Os sensores foram fixados no centro da viga e próximos as extremidades, visando a medição de um possível deslocamento diferencial entre a mesa, caracterizando uma rotação ou flambagem da viga.

Figura 19 – Fixação dos LVDT's,

Após toda a instrumentação concluída, foram realizados os ensaios para as vigas simples, conforme figuras 20 e 21.

Figura 20 - Viga simples: início do ensaio.

Figura 21 - Viga simples: durante o ensaio.

2.3.2 Vigas protendidas

Seguindo com os ensaios experimentais, após os ensaios das vigas simples VS1 e VS2 foram realizados os experimentos adicionando a técnica de protensão externa para as vigas VP01 e VP02.

A fixação foi semelhante a utilizada para as vigas simples com utilização de cantoneiras para o travamento lateral e simulação dos apoios obtidos na realidade das montagens de estruturas metálicas. A instrumentação foi a mesma utilizada nas vigas simples, sendo duas células de carga, uma para cada ponto de aplicação da carga, utilizando um rolete metálico para aproximação de uma carga concentrada.

Para a leitura dos deslocamentos tivemos alguns ajustes com relação à altura do pistão de medida, visto que, neste experimento com aplicação da protensão, teremos um deslocamento vertical positivo.

A cordoalha foi fixada em uma das extremidades da viga (Fig. 22), conforme o projeto, utilizando as chapas de fixação e uma cunha metálica. A cunha utilizada foi a do tipo bi-partida e a denominação para essa fixação da ancoragem passiva é pré-blocagem da cordoalha. Para a realização da fixação do cabo através do encunhamento foi necessária uma preparação no cabo para garantir o isolamento total do mesmo. Esta preparação foi realizada pelo pessoal especializado.

Figura 22 - Ancoragem da cordoalha utilizando cunha e chapa de ancoragem na viga metálica.

Após a fixação em uma das extremidades, o cabo foi posicionado no meio do desviador central da viga e, em seguida, foi inserido na outra extremidade de fixação dentro do macaco hidráulico de protensão (Fig. 23). Da mesma forma, foi feita a pré-blocagem do cabo para a fixação do mesmo dentro do macaco hidráulico.

Figura 23 - Fixação da cordoalha de protensão no macaco hidráulico.

O macaco hidráulico utilizado na protensão é um equipamento portátil que permite o transporte com relativa leveza (Fig. 24). Este macaco tem capacidade de forças máximas entre 20 e 30 toneladas, porém a cordoalha utilizada CP 190 RB de 12,7 mm de diâmetro possui carga máxima de ruptura de 187 KN.

Figura 24 - Macaco hidráulico

Após o processo de fixação da viga, instrumentação dos equipamentos de medição e preparação da cordoalha e do macaco hidráulico, iniciou-se o processo de protensão das vigas metálicas (Fig. 25). A aplicação da carga de protensão foi realizada por acréscimo de uma a uma tonelada até o limite determinado em projeto.

Figura 25 -Viga protendida pronta para ensaio

A carga nominal de projeto é de 80 KN, além deste valor, devemos acrescer uma carga prevendo as perdas de protensão.

Nunziata [7], recomenda que, de maneira simplificada, para se obter a carga de protensão a ser aplicada na cordoalha, pode-se utilizar um fator de 1,1 multiplicado pela força de protensão nominal de projeto. Desta forma, teríamos, inicialmente, 80 KN. Contemplando as perdas de protensão, a força a ser aplicada deve ser de 88 KN.

Para a aplicação da força no macaco hidráulico foi necessário a conversão de Kilonewtons para tonelada força, ficando, então, com a força de 8,97tf como carga de aplicação no cabo de protensão. Entretanto, o macaco hidráulico não possui uma precisão de aplicação de força nessa magnitude, visto que a carga aplicada é transformada ainda de tornelada força para bar, de acordo com o diâmetro do cabo utilizado. Então, durante a execução do ensaio, a variação da força aplicada pode chegar a 1 tonelada força, conforme explicou o engenheiro da empresa responsável pela execução da protensão.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Vigas Simples

Observamos nos gráficos (Gráf. 1 e 2) apresentados para os ensaios das vigas metálicas sem protensão, que existe uma pequena diferença nas cargas pontuais aplicadas. Esta diferença é relativamente baixa, girando em torno de 3% do valor da carga.

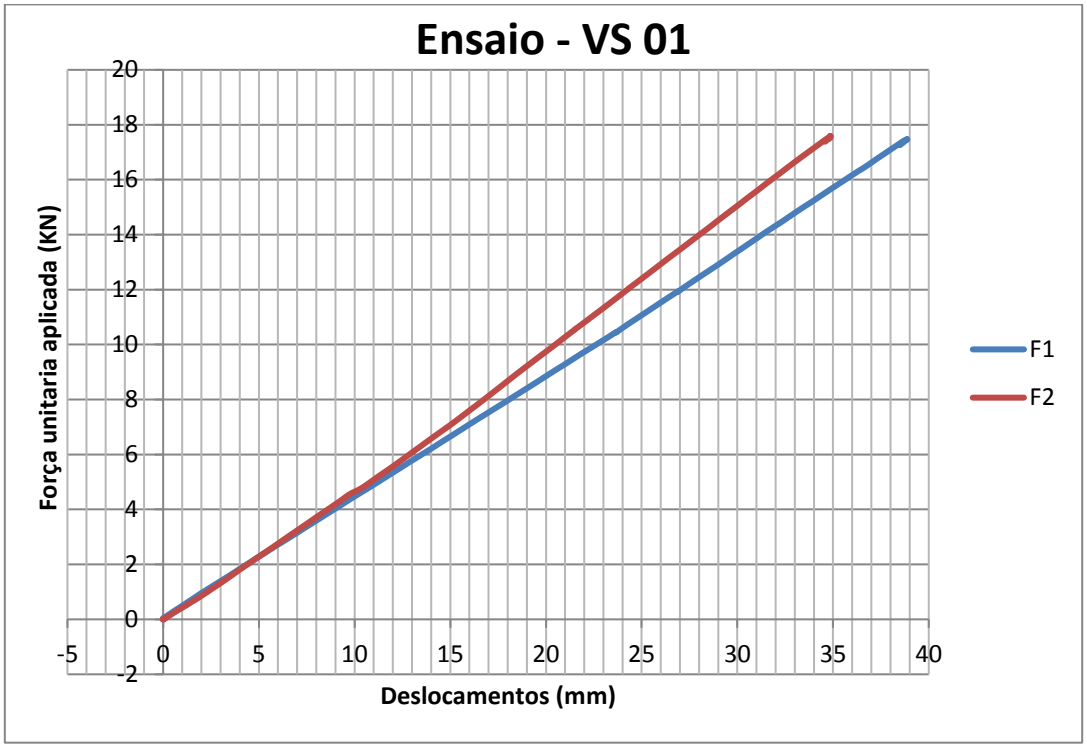


Gráfico 1 - Força x Deslocamento VS 01.

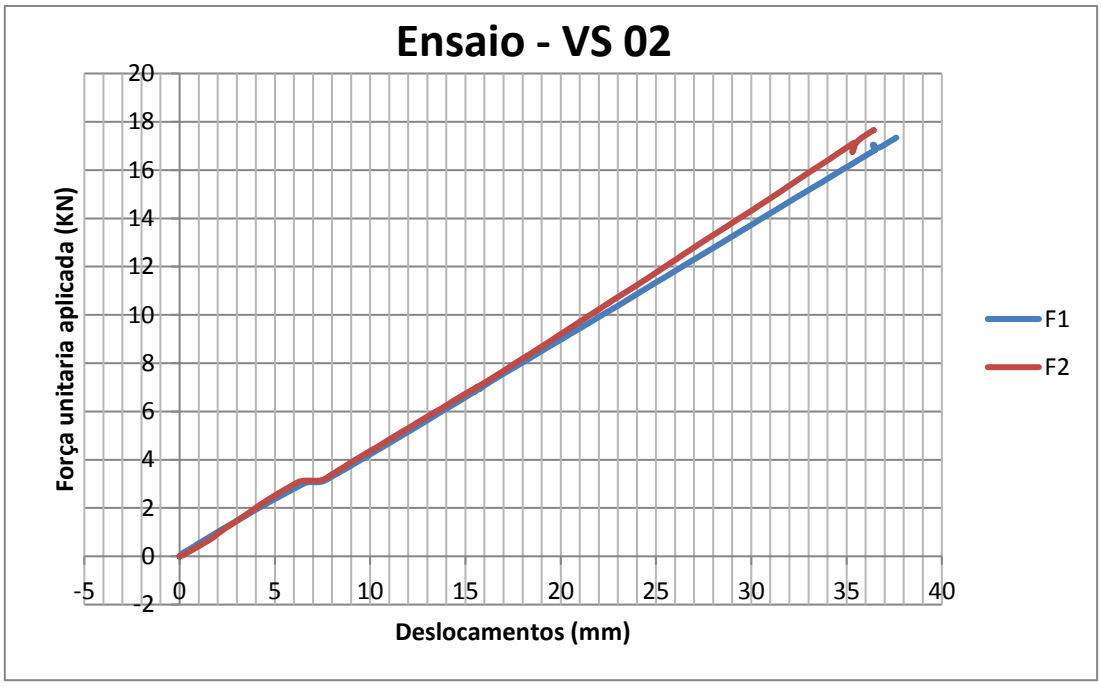


Gráfico 2 - Força x Deslocamento VS 02.

Observamos nos gráficos (Gráf. 1 e 2) apresentados para os ensaios das vigas metálicas sem protensão, que existe uma pequena diferença nas cargas pontuais aplicadas. Esta diferença é relativamente baixa, girando em torno de 3% do valor da carga.

Outro ponto importante para observamos é a diferença de deslocamentos obtidos entre os LVDT's para o ensaio da Viga VS01. O valor chegou a uma diferença de 3,89 mm, o que representa 11,2 % entre os deslocamentos Esta é uma diferença considerável, que poderia representar uma rotação da viga e sinalizar um início de flambagem, porém, durante a execução do ensaio não foi observado qualquer tipo de rotação ao centro da viga, o que leva a conclusão de que, para o LVDT que apresentou tal diferença, ocorreu um erro de instalação, e este foi instalado de forma levemente inclinada, conclui-se que, ao longo do deslocamento vertical da viga, a diferença de valores aumenta gradativamente.

Em seguida, observamos o gráfico comparativo entre os ensaios para as duas vigas simples e o modelo analisado no Abaqus (Gráf. 3). Constata-se que existe certa diferença entre os resultados obtidos experimentalmente e o analisado pelo Abaqus. O maior valor encontrado para os experimentos foi de 38,44 mm de deformação vertical e o menor valor foi de 34,54 mm. Para o Abaqus, conforme visto anteriormente, o valor encontrado foi de 31,63 mm, de forma que temos uma diferença de 2,91mm para o menor valor e 6,81mm para o maior valor.

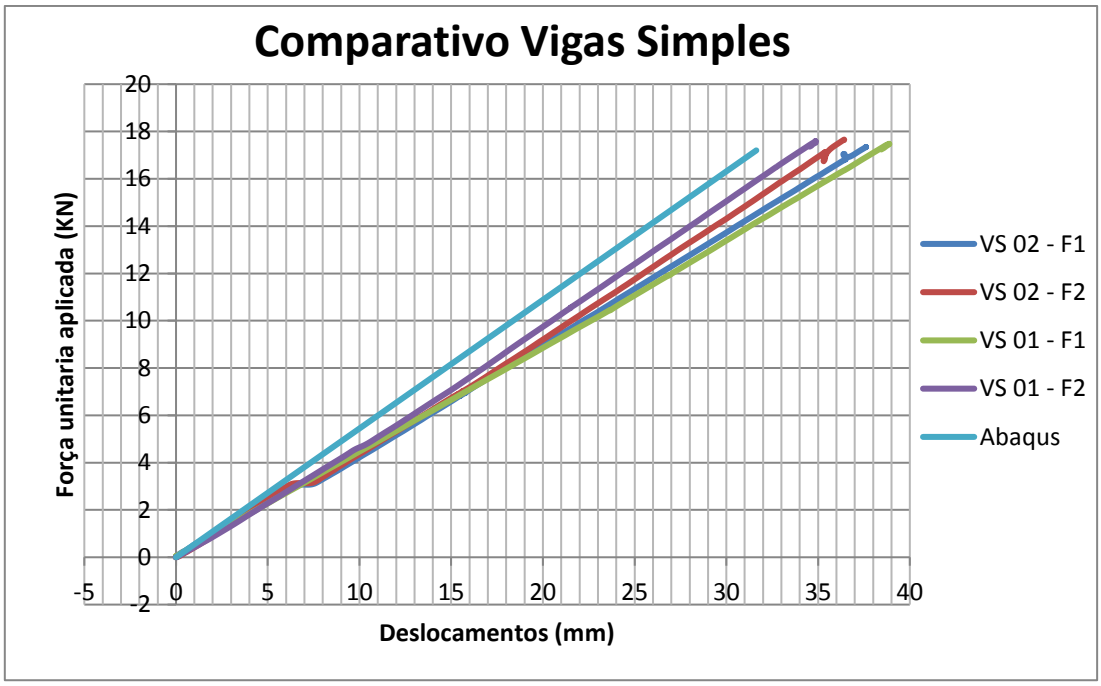


Gráfico 3 - Comparativo Força x Deslocamento VS 01, VS 02 e Abaqus.

Apesar do possível problema com o LVDT, as diferenças são razoáveis e, considerando uma média entre os valores do experimento, chegamos a um valor médio de 4,8 mm de diferença. Um provável fator causador dessa diferença é o modulo de elasticidade considerado para a análise numérica no software Abaqus. Os valores foram considerados conforme valor recomendado do fabricante dos perfis metálicos, porém uma pequena variação no módulo de elasticidade do perfil ensaiado pode gerar tais diferenças de resultados entre os ensaios e os modelos teóricos.

3.2 Vigas Protendidas

Para as execuções dos ensaios com as vigas protendidas ocorreram algumas dificuldades em relação à aplicação da carga. Devido à falta de sensibilidade do macaco hidráulico, a carga aplicada não foi precisamente a pré-determinada.

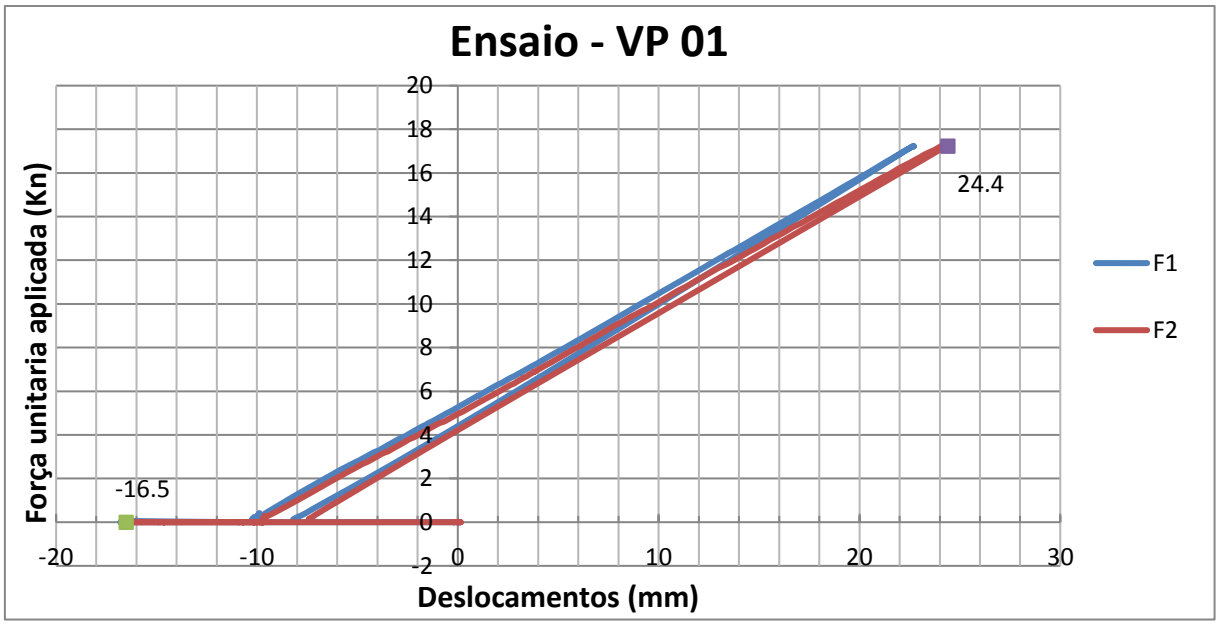


Gráfico 4 - Força X Deslocamento VP 01

Observando o gráfico 4, feito a partir do primeiro ensaio realizado com a viga protendida, vê-se que, inicialmente, no ato da protensão, não existe aplicação de carga, de forma que temos apenas o deslocamento vertical negativo de -1,65 cm. Após a aplicação da protensão, o macaco hidráulico libera o cabo que está tracionado e tende a retornar ao estado inicial, sendo travado pela cunha. Neste momento, ocorre a perda de protensão por acomodação. Esta perda de protensão no ensaio da VP01 representou uma perda de, aproximadamente, 0,65 cm de contra-flecha.

Observa-se ainda no gráfico 4, que, no início da aplicação da carga, a viga está com uma contra-flecha de -1 cm aproximadamente, enquanto que, ao final da aplicação das duas cargas de 17,2 KN, a flecha atingida pela viga é de 2,44 cm. Ao atingirmos a marca de 17,2 KN, retirou-se as cargas aplicadas, afim de observar se a viga que permanecia protendida, retornaria a mesma contra-flecha do início da aplicação das cargas, porém, os resultados demostram que ocorreu uma perda de protensão por relaxação do cabo, gerando uma diferença de contra-flecha de aproximadamente 0,2 cm. Posteriormente, o cabo foi desprotendido, retirando todas as cargas aplicadas na viga e de forma que esta retornou a posição inicial.

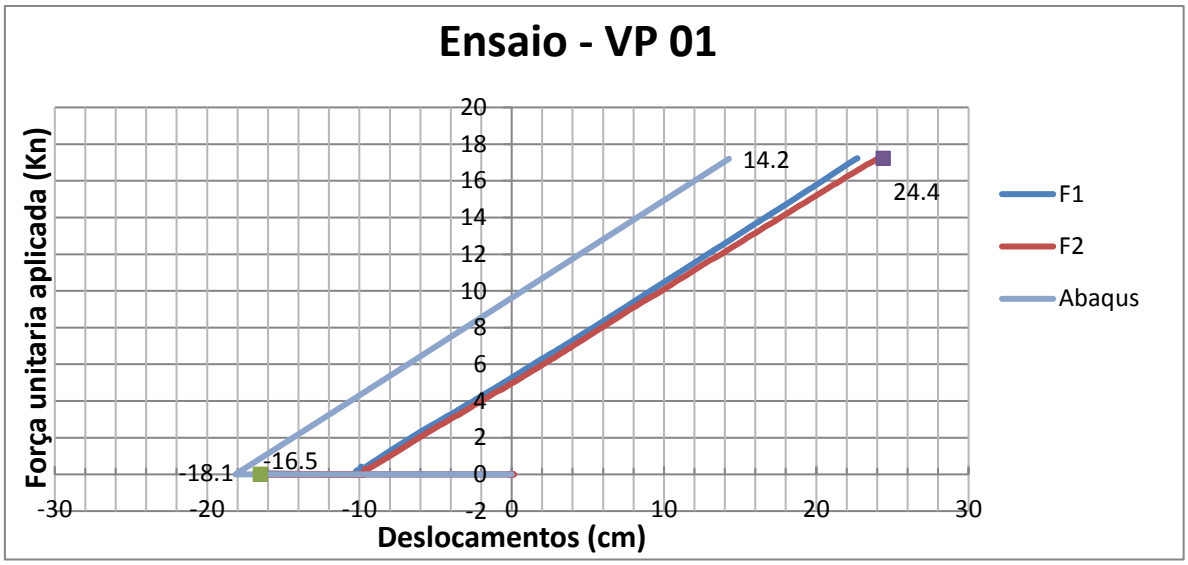


Gráfico 5 - Comparativo Força x Deslocamento VP 01, e Abaqus.

No gráfico comparativo acima (Gráf. 5), entre os resultados obtidos pelo ensaio de protensão da viga VP01 e os resultados do modelo analítico realizado no Abaqus, inicialmente observamos que a viga não atingiu a contra-flecha esperada de -1,81cm, chegando apenas ao valor de 1,65cm. Isto se deve ao fato da provável não aplicação da carga necessária, devido à falta de sensibilidade do equipamento. Posteriormente, a perda de protensão acentuada reduziu ainda mais a contra-flecha da viga. Esta diferença de contra-flecha representou, após a aplicação da carga a diferença entre as flechas de 1,42 cm, obtida no modelo do Abaqus e 2,44 cm, apresentada no ensaio experimental da viga VP1.

Para a execução do segundo ensaio conseguiu-se atingir uma contra-flecha maior, devido ao leve aumento de carga aplicada na protensão em relação ao primeiro ensaio. Atingiu-se o valor de -1,81 cm de contra-flecha, porém ainda foi abaixo do previsto observando que este seria o valor da contra-flecha referente à carga de 80 KN, entretanto a carga necessária para contemplar as perdas de protensão seria 88kN.

Novamente, neste ensaio, após a liberação do cabo de protensão ocorreu a perda de protensão por acomodação, e novamente, essa perde gerou uma redução de aproximadamente 0,65 cm de contra-flecha. O valor para a flecha final obtido foi de 2,2 cm, assim, é fácil notar que o aumento da contra-flecha gerado pelo acréscimo de protensão gerou uma redução da flecha final. Observa-se também, que após a retirada da carga, conforme o primeiro ensaio, a viga não retorna para o ponto do início de aplicação da carga, caracterizando mais uma pequena perda de protensão, nesse caso, por relaxação do cabo.

Para o segundo ensaio ocorreu uma problema na leitura dos dados obtidos pelo segundo LVDT, por isso o gráfico 6 do ensaio na viga VP 02 apenas relaciona uma carga com um deslocamento diferente da viga VP01.

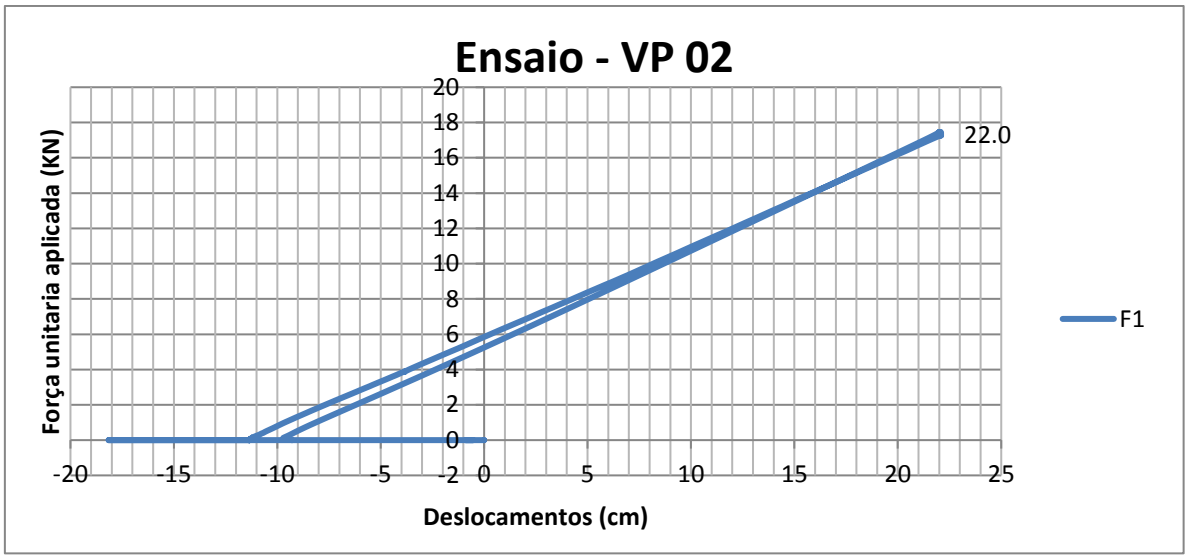


Gráfico 6 - Força X Deslocamento VP 02.

Comparando os resultados do segundo ensaio com os obtidos pela análise numérica no Abaqus, observamos, no gráfico 7, que a protensão atingiu a contra-flecha conforme o modelo, chegando ao valor de contra-flecha de -1,81 cm. Posteriormente, devido a perda de protensão, a viga reduz o valor da contra-flecha para -1,2 cm e, após a aplicação gradual da carga, atinge o valor de 2,2 cm de flecha. Apesar da diferença de 0,78 cm entre o resultado encontrado no ensaio e o obtido pela análise numérica, é fácil observarmos, novamente, que essa diferença representa a perda de protensão pela acomodação.

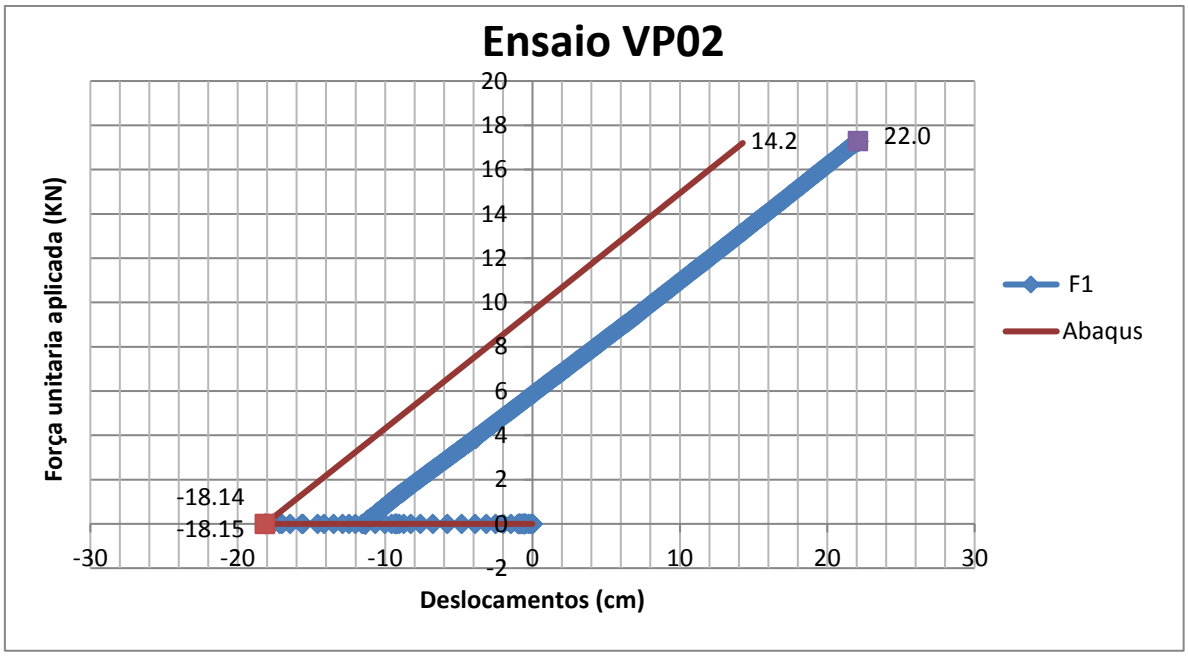


Gráfico 7 - Comparativo Força x Deslocamento VP 02, e Abaqus.

4 CONCLUSÃO

Para o modelo de elementos finitos desenvolvidos para análise deste trabalho foi possível observar o comportamento de tensões na viga e nas chapas de ancoragem garantindo a eficiência do sistema de ancoragem para a execução do ensaio. Foi ainda de grande importância, a avaliação das tensões no cabo de protensão, visto que, após protendido, a aplicação da carga na viga gera um aumento de tensão do cabo. Dessa forma, era importante avaliar a tensão no cabo ao final da aplicação da carga. Ainda foram medidas as deformações verticais obtidas para a viga analisada, afim de comparar com os resultados experimentais;

A execução do ensaio propiciou resultados como a avaliação da fabricação das vigas metálicas de forma prática e eficiente. A forma precisa de fixação da chapa de ancoragem da cordoalha de modo que o encaixe na chapa de fixação da viga metálica garanta a transferência de cargas de forma correta.

Além da dificuldade de garantir a carga aplicada, outro ponto de grande relevância observado na execução do ensaio e nos resultados obtidos é a elevada perda de protensão por acomodação da cunha de fixação da cordoalha. Em ambos os ensaios, a acomodação da cunha gerou uma perda de contra-flecha de aproximadamente 0,65 cm, o que, para o ensaio, resultaria na viga estar fora das deformações exigidas por norma. Desta forma é necessário incrementar este valor à contra-flecha inicialmente, observando que para outras configurações de viga protendida este valor de perda de contra-flecha deve ser diferente do observado para esta configuração.

Comparando, então, os resultados obtidos entre os ensaios experimentais e a analise modal, conclui-se, na análise da viga simples, que existe uma boa aproximação entre os resultados, porém uma provável diferença entre o módulo de elasticidade utilizado nos modelos analíticos e o da viga experimente causa uma diferença entre as flechas obtidas;

Para o comparativo entre os ensaios de vigas protendidas e os modelos de vigas protendidas é fácil observar que a perda de protensão ocasionou um deslocamento da linha no gráfico, reduzindo o valor da contra-flecha e, consequentemente, aumentando a flecha final obtida nos ensaios. Apesar desta diferença ocasionada pela perda de protensão, podemos considerar o resultado dos ensaios como positivos.

Agradecimentos

As empresas parceiras que proporcionaram a realização dos ensaios: Impacto Protensão Recife e, especialmente, a Vão Livre Estruturas Metálicas, na pessoa do diretor Alexandre Lira, que proporcionou, além do material para os ensaios, a possibilidade da realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS

1 CBCA, Centro Brasileiro de construções em Aço. Disponível em: http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/index.php
2 IABr, Instituto Aço Brasil. Disponível em: http://www.acobrasil.org.br
3 MUKHANOV,K.K. Design of metal structures. Moscow: Mir Publishers, (1968).
4 KLAIBER, F. W.; DUNKER, K. F.; SANDERS, W. W. Jr. Feasibility study of strengthening existing single span steel beam concrete deck bridges. 141 p. Final Report, Department of Civil Engineering, Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames, June (1981).
5 Troitsky, M. S., Prestressed Steel Bridges: Theory and Design. New York, NY, Van Nostrand Reinhold, (1989).
6 BRADFORD, M. A. Buckling of prestressed steel girders. American Institute of Steel Constructions, [S.I.], v. 34, p. 98-101, (1991).
7 NUNZIATA, V., Prestressed steel structure, studio tecnico di Ingeogneria Civile, Palma Campania (NA), Napoli, Italy, (1999).
8 RONGHE, G. N.; GUPTA, L. M. Parametric Study of tendon profiles in prestressed steel plate girder. Advances in Structural Engineering, [S.I.], v. 5, n. 2, p 75-85, Apr. (2002).
9 SAMPAIO JR., C. F. Dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, (1976)
10 GONÇAVES, R. M. Alguns aspectos relativos à inspeção e recuperação de pontes de aço: ênfase em pontes ferroviárias. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, (1992).
11 FERREIRA, A. C. Vigas metálicas protendidas: análise estática, modal e de ruptura do cabo de protensão e aplicativo computacional para projetos. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília, (2007).
12 NELSEN, A. C. H., Comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto com protensão externa. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, (2013).
13 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto e edifícios.Rio Janeiro, 2008.

Tema: Estruturas de Aço e mistas de Aço e Concreto

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO INDUSTRIAL SUBMETIDO À AÇÃO CONJUNTA DE PONTES ROLANTES E VENTO

Acir Brito Filho[1]
João Elias Abdalla Filho[2]

Resumo
O presente trabalho propôs-se a realizar um estudo comparativo entre a aplicação do vento estático e o vento dinâmico, comparando a recomendação nacional e as estrangeiras para os efeitos combinados das pontes rolantes e dos demais carregamentos; também destacar as diferenças entre as análises segundo o critério das tensões admissíveis quando comparadas com as que utilizam o critério dos estados limites. Os efeitos das ações das pontes rolantes foram combinados com o vento estático e com o vento dinâmico, além dos demais carregamentos, segundo as cinco orientações descritas em quatro Normas distintas, comparando os seus resultados; as análises foram confrontadas quando obtidas pelo Critério das Tensões Admissíveis e pelo Critério dos Estados Limites, para os esquemas de combinações determinados de acordo com as recomendações adotadas, por meio de três simulações computacionais da estrutura de um edifício industrial. As análises computacionais foram desenvolvidas com o uso do programa SAP 2000®, baseado no Método dos Elementos Finitos. Os resultados apresentados mostraram que não houve predominância dos esquemas de combinação de nenhuma das recomendações das Normas adotadas, sendo que todas figuraram como governantes em algum momento nos resultados obtidos; também, a análise com vento dinâmico foi a que resultou maiores esforços nas barras, com diferenças que chegaram a 122,3% da relação entre tensão atuante e tensão resistente, entre a 3ª e a 1ª análises.

Palavras-chave: Edifício Industrial em Aço; Estrutura de Pórtico; Ações de Pontes Rolantes; Resposta Dinâmica de Vento; Método dos Elementos Finitos.

[1] Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Mecânica e estudante regular de doutorado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica (PPGEM) da Pontifícia Universidade Católica do Paraná (PUCPR), Curitiba, PR.
[2] Engenheiro Civil graduado pela Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, PR; Mestre em Engenharia Civil pela University of New Mexico e Doutor em Engenharia Civil pela University of Colorado Boulder, USA.

COMPUTATIONAL SIMULATION OF THE DYNAMIC BEHAVIOR OF A FRAMED STRUCTURE SUBJECTED TO SHORT DURATION LOADS

Abstract
The criteria for structural design evaluate the structure under the action of loads as static forces. Hence, either the structure is loaded to undergo displacements, strains and stresses, or it is unloaded, keeping their initial characteristics of shape, position and initial stresses. A large amount of structural collapses occur under loading conditions with lower intensities of those considered during design. The dynamic behavior of structures due to the action of dynamic loads of short duration is barely known. It is also observed that the effects of the dynamic behavior of structures are not entirely known by structural engineers. According to that, all efforts dedicated to investigate and understand the behavior of reticulated structures subjected to short duration dynamic loads are justified. This is the central purpose of the dissertation study proposed here. The research consists of analyzing the behavior of framed structures subjected to short dynamic loading using the finite element method (FEM). FEM is a computational method widely employed for structural analysis purposes. The SAP2000® program, which is finite element-based software, will be employed. Different models of short duration loads will be considered in order to assess their severity. It is expected that dynamic analyses of structures will provide quite different results from those found in static analyses, and that such results will have significant impact in design provisions. It is also expected that results will be revealing, concerning the structural dynamic behavior. Finally, it is expected to obtain baseline values, which may provide a basis for further research and scientific improvement.

Keywords: Mill buildings; Steel structure; Overhead cranes; Dynamic Wind response, Finite Element Method.

1 INTRODUÇÃO

A evolução humana perpassa pela das técnicas construtivas, dos materiais e de seus comportamentos, do ponto de vista estrutural, bem como da compreensão dos fenômenos naturais e dos esforços solicitantes. A marca desta evolução na construção civil é registrada pela progressiva esbelteza dos seus elementos estruturais, que pode ser percebida nas edificações ao longo de uma série histórica multissecular. Particularmente sobre os fenômenos da natureza, o vento constitui um elemento a ser considerado com muito cuidado na determinação de seus carregamentos. Sobre este tema, já em 1978 Blessmann [1] alertava que o avanço no incremento de refinamento dos projetos estruturais, através do emprego de recursos computacionais, torna imprescindível o conhecimento apurado das cargas que agem sobre as estruturas e dos esforços originados; também, o crescente avanço tecnológico que contribui com a elevação da resistência dos materiais contribui para elementos estruturais cada vez mais esbeltos, o que torna as ações do vento relativamente mais intensas.
Conforme Santos [2], a evolução tecnológica dos sistemas de fabricação das estruturas em aço, bem como as constantes pesquisas que possibilitam atualizações nas normas, "[...] conduzem a tensões de serviço cada vez mais elevadas" que, juntamente com novos conceitos construtivos e materiais com resistência mecânica maior, permitem a racionalização do projeto, o que pode estimular os profissionais de projeto e cálculo a desenvolver "[...] inovações, às vezes excessivamente otimistas, preocupação que não ocorria nas construções antigas pelo seu dimensionamento excessivo".
Colapsos de edifícios industriais, equipados com pontes rolantes, após a insciência de uma ação de vento relevante são raros. Já com torres de transmissão de energia e telecomunicações, segundo OLIVEIRA [3], não se pode dizer o mesmo, já que "Alguns colapsos associados principalmente à ação de vento são comuns a esse tipo de solução estrutural [torres e postes treliçados em aço]".
Se comparadas com torres treliçadas e edifícios altos de múltiplos pavimentos, as estruturas dos edifícios industriais não são nem esbeltas como estas, nem altas como esses. Entretanto, não foi localizado um estudo sobre o comportamento de um edifício industrial, equipado com pontes rolantes, quando submetido a cargas dinâmicas de curta duração devidas à ação do vento, que, no caso específico deste estudo, referem-se à parcela flutuante que se sobrepõe à resposta média do vento, quando combinada com os efeitos oriundos das ações das pontes rolantes (cargas verticais e horizontais).

1.1 OBJETIVOS

O objetivo do presente trabalho é estudar o comportamento de um pórtico estruturado em aço, em um vão não contraventado e intermediário de um edifício industrial equipado com pontes rolantes, quando submetido a cargas estáticas e dinâmicas de vento; comparar diferentes orientações para combinações e as diferenças entre o dimensionamento de barras pelo Método das Tensões Admissíveis (ASD)[3] e pelo Método dos Estados Limites (LRFD)[4].

[3] Do original em inglês Allowable Stress Design.
[4] Do original em inglês *Load and Resistance Factor Design*.

Para isso, será necessário Determinar as cargas de vento estático e dinâmico, segundo a NBR 6123 [4] e comparar as diferenças. Estabelecer as cargas principais e secundárias devido às ações das pontes rolantes, comparando as diferenças entre as recomendações de quatro normas diferentes: a **NBR 8800** [5]; a norma canadense para o projeto de estruturas de aço de edifícios industriais, ***Guide for the design of Crane-Supporting steel structures*** [6]; a norma estadunidense voltada também para o projeto de estruturas de aço de edifícios industriais, ***Guide for the design and construction of Mill buildings*** [7]; por último, a norma igualmente estadunidense, voltada para o grande campo da construção civil, ***Minimum design loads for buildings and other structures*** [8].
Serão elaborados esquemas de combinações que atendam a todas as recomendações citadas, procurando abranger todas as possibilidades, mesmo que de aparente irrelevância para o dimensionamento de barras. Os esquemas de combinações serão originados de forma a também atender aos critérios de cálculo das Tensões Admissíveis (ASD) e dos Estados Limites (LRFD).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A análise estrutural objeto deste trabalho será elaborada de acordo com os seguintes passos: definição da geometria básica; cálculo de cargas e carregamentos; estabelecimento de esquemas de combinação; modelagem computacional.

2.1 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA BÁSICA

O presente trabalho foi inspirado em situações reais de edificação, da qual integra a que é ilustrada na Figura 1, que é o retrato de um edifício industrial destinado a uma aciaria em uma usina siderúrgica, durante a sua montagem. Se a imagem for observada com maior atenção, percebe-se a proporção entre a estrutura como um todo e os montadores, posicionados em cima da viga de rolamento, à esquerda da imagem, que tem várias vezes a altura de uma pessoa adulta.

Figura 1 – Edifício industrial destinado a uma aciaria.

Fonte: Emalto Estruturas Metálicas. Disponível no site: <http://www.emalto.com.br/estruturas/produtos/>. Acesso em: 28/nov/2014.

A Figura 2 representa a seção transversal do edifício industrial em estudo.

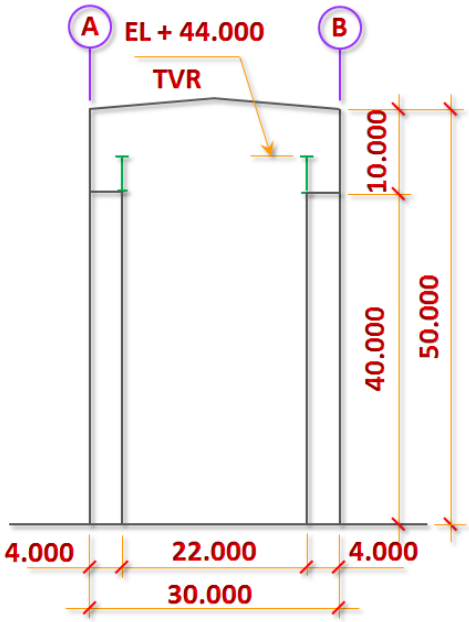


Figura 2 – Seção transversal do edifício industrial em estudo. Dimensões em mm.

Fonte: o autor, 2015.
Observação: TVR significa Topo da Viga de Rolamento.

Na imagem da seção transversal do edifício industrial em estudo, representada na Figura 2, pode-se observar as vigas de rolamento – em verde –, a cota do topo da referida viga está na El +44,000 m e o espaçamento entre elas é de 22,00 m. Destas duas informações básicas dependem todas as outras dimensões, que delineiam a geometria da seção transversal.
É importante destacar que a cota de topo da viga de rolamento é determinada em função da necessidade de movimentação da carga que será transportada dentro da edificação. A Figura 3 ilustra o posicionamento da ponte rolante no caminho de rolamento, bem como o espaço que deve ser a ele reservado, para que possa operar com sua capacidade máxima de movimentação de cargas.

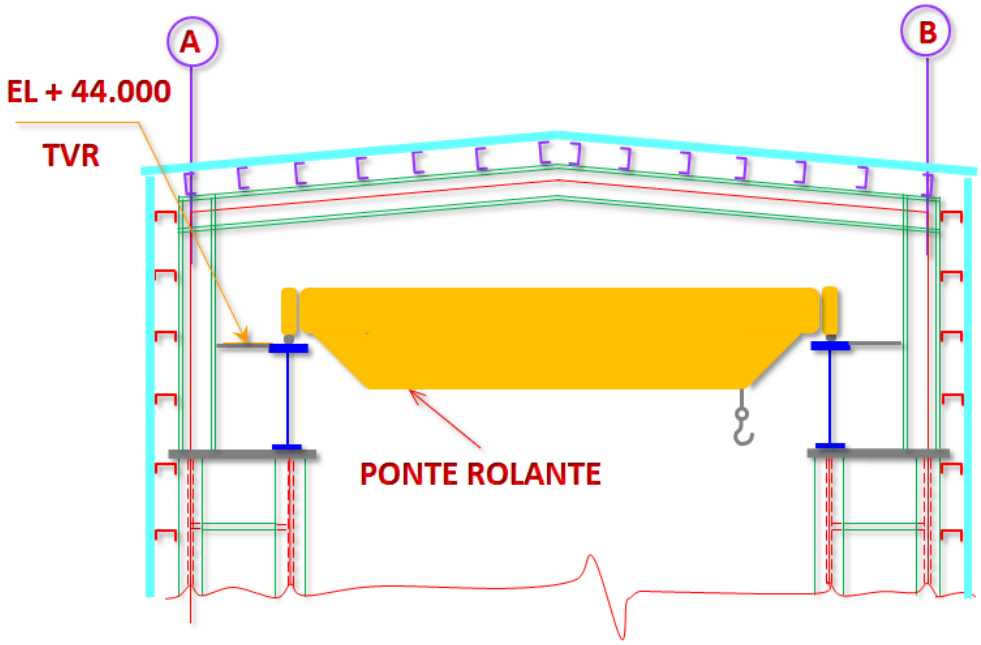


Figura 3 – Seção transversal do edifício industrial em estudo, com destaque para o posicionamento da ponte rolante no caminho de rolamento.

Fonte: o autor, 2015.

A altura total das colunas é de 50,00 m; as colunas inferiores, onde as vigas de rolamento são assentadas, têm altura total de 40,00 m e largura de 4,00 m cada uma, o que determina a largura total do edifício em 30,00 m; as baionetas são o segmento mais estreito das colunas, e possuem 10,00 m de altura total.
O posicionamento do gancho da ponte rolante no ponto mais alto – no limite de encolhimento do cabo –, conforme mostrado na Figura 3, é que determinará a cota de topo das vigas de rolamento e a altura das baionetas, de modo a permitir o perfeito acondicionamento do equipamento. O comprimento total da edificação é determinado em função da necessidade produtiva. O edifício industrial em estudo tem comprimento total de 120,00 m.
Para enrijecer a viga de rolamento no sentido transversal, há uma viga auxiliar treliçada, mostrada na Figura 4, que está alinhada com o eixo das baionetas, sendo que o seu peso,

estimado também com base em casos semelhantes de projeto, será aplicado no topo do banzo externo da coluna inferior.

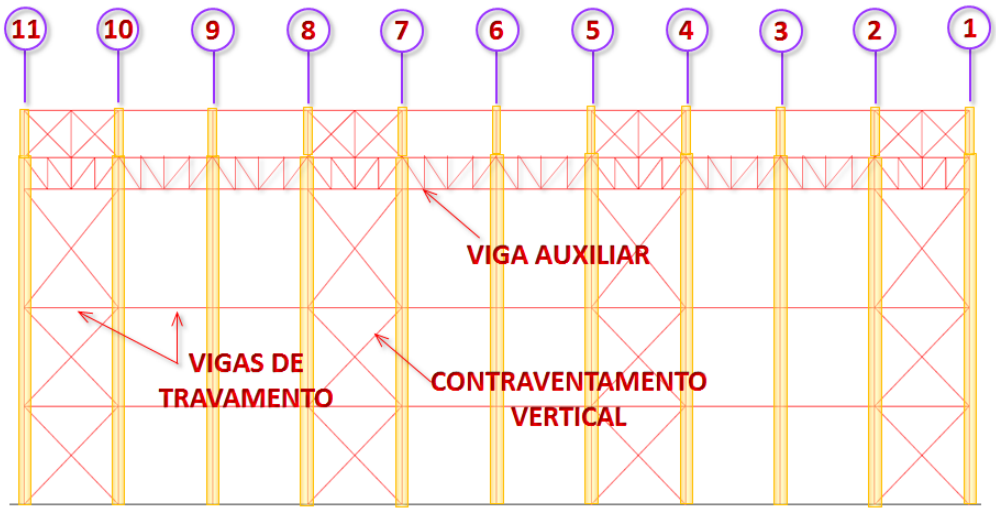


Figura 4 – Elevação lateral da Fila A.

Fonte: o autor, 2015.

Na elevação lateral da Fila A, mostrada na Figura 4, pode-se observar que a viga auxiliar estende-se ao longo de toda a edificação, do Eixo 1 ao 11 e também integra o sistema de contraventamento vertical.

Há uma treliça horizontal, um pouco abaixo da mesa superior da viga de rolamento, que liga esta à viga auxiliar (ver Figura 5). Seu peso estimado será dividido igualmente para ambos os lados. O passadiço, instalado lateralmente às vigas de rolamento, terá determinação do valor e aplicação de carga do mesmo modo que ocorre com a treliça superior.

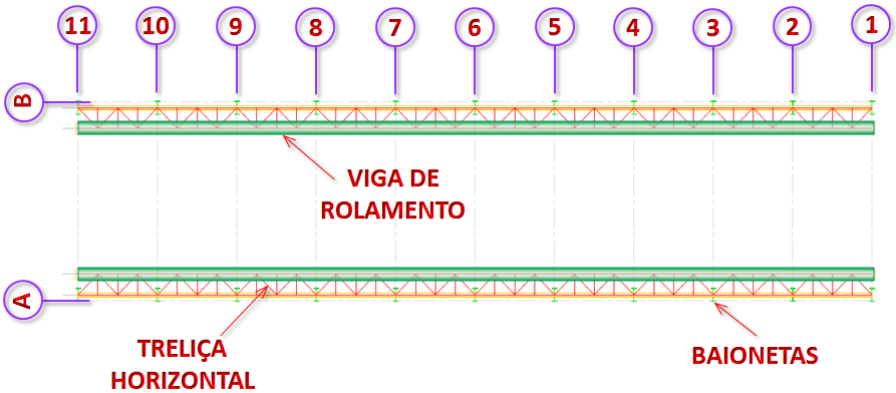


Figura 5 – Planta do topo da viga de rolamento, El +44,000 m.

Fonte: o autor, 2015.

A planta do topo das vigas de rolamento está representada na Figura 5, onde é possível observar que a mesa superior das vigas de rolamento – em destaque na cor verde – está acoplada às vigas auxiliares – próximas às Filas A e B – por meio de uma treliça horizontal, em todo o comprimento.

2.2 MODELAGEM COMPUTACIONAL

O programa de cálculo utilizado, que emprega o Método dos Elementos Finitos, é o SAP 2000® (CSI - COMPUTER & STRUCTURES INC., 2011). A estrutura será modelada no ambiente virtual deste programa, incluindo todos os elementos de barras, suas restrições nodais, comprimentos e coeficientes efetivos de flambagem, dentre outros.
Serão configurados os casos de carregamento e todos os padrões de carga que os constituem (por exemplo, o caso de carregamento Sobrecargas é composto pelos padrões de carga Sobrecarga de Cobertura e Sobrecarga no Passadiço).
As combinações serão definidas no programa de acordo com os esquemas propostos pelas normas em uso.
Depois de verificadas todas as entradas de dados, o programa será acionado para calcular os esforços nas barras e efetuar o dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis (ASD) com vento estático, apenas com as combinações originadas para este método.
Num segundo momento, todas as combinações originadas para o dimensionamento em ASD serão removidas e substituídas por outras, as que foram escritas para o dimensionamento pelo Método dos Estados Limites (LRFD) com vento estático. O programa será acionado para o cálculo pela segunda vez e as barras anteriormente dimensionadas pelo ASD serão verificadas pelo LRFD, mas não substituídas. Os resultados serão anotados.
O terceiro passo compreenderá remover apenas as combinações escritas para o dimensionamento em LRFD que contenham vento, para substituí-las por outras, cujos casos de carregamento de vento estático serão substituídos pelos que contenham vento dinâmico. O primeiro dimensionamento feito pelo ASD será novamente verificado pelo LRFD, só que agora com o vento dinâmico. Os resultados serão igualmente anotados e comparados com os dois anteriores.
A quarta etapa consistirá na apresentação de todos os resultados, comparando-os entre si, para que seja possível retirar algumas conclusões.

2.3 DETERMINAÇÃO DAS CARGAS

2.3.1 **Cargas Estáticas**

2.3.1.1 Carga permanente e sobrecargas

As cargas correspondentes ao peso próprio da estrutura serão determinadas automaticamente por meio de um recurso disponibilizado pelo programa que será utilizado, o SAP 2000®. As que são resultantes dos demais elementos de caráter permanente, como telhas, rufos e arremates, terças e longarinas, contraventamentos, viga de rolamento, viga auxiliar e passadiço, serão pré-dimensionadas com base em casos reais já executados.

As sobrecargas serão determinadas de acordo com as orientações da NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980).

2.3.1.2 Falha de drenagem, sismo e neve

A carga proveniente da falha de drenagem não será considerada, já que o edifício não possui calha, seguindo exemplo de muitos edifícios industriais já construídos.
Já as ações de sismo e precipitação na forma de neve, como constituem fenômenos raramente registrados no Brasil e ou são restritos a regiões muito particulares e com pouca frequência, não fazem parte do estudo realizado no presente trabalho.

2.3.2 **Ações de vento na edificação**

Sobre o fenômeno da formação do deslocamento superficial do ar, chamado de vento, sabe-se que todos os dias o Planeta passa por períodos de alternância entre a incidência ou não das radiações solares, conforme se apresentam o dia ou a noite. Segundo Blessmann [9] a radiação solar, composta de ondas eletromagnéticas, em sua maior parte não é calorífica, mas se transforma em calor ao ser absorvida pela superfície terrestre. Aproximadamente 42% na energia solar incidente na Terra é refletida pela atmosfera – por gases que formam o ar que respiramos (basicamente 21% de oxigênio, 78% de nitrogênio e 1% de outros gases), pelas nuvens e pelas partículas sólidas em suspensão (poeira) –, os 58% restantes são absorvidos parte pela própria atmosfera (cerca de 15%), por meio dos vapores d'água, pelas nuvens, pelas moléculas de Ozônio (O_3) e partículas de aerossol e também pela crosta (cerca de 43%), que provoca seu aquecimento.
Então, a atmosfera funciona como uma estufa, onde a energia solar que penetra a camada atmosférica incide sobre a superfície terrestre e reflete radiação infravermelha (calor), mas grande parte desta radiação é impedida de escapar pela mesma camada atmosférica, sendo que a presença de dois componentes é determinante para isso: o vapor d'água, em quantidade variável e o dióxido de carbono (CO_2), em proporção aproximada de 0,03%. Estes dois elementos são permeáveis à radiação solar, mas não à infravermelha, fazendo com que esta seja contida, o que aquece a superfície terrestre [9].
A diferença de temperatura nas camadas de ar, em virtude da variação de aquecimento entre regiões circunvizinhas (aquecimento não uniforme, portanto), faz com que haja diferenças de massa e com essas surgem diferenças de pressão, que originam o movimento do ar de regiões de maior pressão atmosférica para outras de menor pressão. Influi também o movimento de rotação da Terra, que interfere na aceleração e na trajetória das partículas de ar, chamada de força de Coriolis [9].
Newton definiu a dinâmica como o segmento da ciência que estuda o movimento dos corpos, decorrente de forças externas a eles aplicadas [10]. No caso das ações de vento, entendem-se as diferenças de pressão como agentes, inerentes à própria massa de ar, que provocam o deslocamento de suas partículas. A cada diminuição de pressão, ou seja, expansão do ar, há uma diminuição de temperatura, um resfriamento. A cada aumento de pressão, ou seja, compressão do ar, há uma elevação de temperatura, um aquecimento da massa de ar, "[...] de acordo com as leis da termodinâmica [...]" [9].

Este movimento do ar é designado por **vento**, ou **vento natural**. A expressão **vento natural** foi cunhada para caracterizar a referência ao **vento atmosférico**, diferenciando-o do **vento simulado**, produzido em túneis de vento para fins de estudo. O vento natural é constituído por "[...] um fluxo de ar médio ao qual se sobrepõe flutuações do fluxo. Estas flutuações são conhecidas pelo nome de *rajadas* ou *turbulência*" [1]. As pressões flutuantes são obtidas através de amostras representativas com as propriedades estatísticas do vento, procedimento resultante do espectro de potência de Davenport, que faz a diferenciação entre resposta média e amplitude máxima da resposta flutuante [11].

O vento natural tem um comportamento aleatório. Ventos fortes com estabilidade neutra são os que sopram mantendo sua velocidade média aproximadamente constante, por vários minutos ou até mesmo por várias horas.

Então, de todas as formas de manifestação de fenômenos meteorológicos relacionados com o movimento do ar, é importante, para a engenharia, o conhecimento da **velocidade média** e das flutuações em torno dessa média, determinadas em intervalos de tempo entre 10 min e 1 h. "As flutuações instantâneas em torno da média são designadas por **rajadas** [...]" [9]. Na Análise Linear considera-se que as ações atuam sobre a estrutura de maneira lenta e gradual. Há um problema nesta consideração, especialmente no que se refere aos efeitos das rajadas em estruturas, especialmente as esbeltas, que podem ocasionar "[...] movimentos oscilatórios em torno da configuração de referência ocasionando efeitos indesejáveis" [10].

A velocidade do ar e a intensidade das rajadas variam com a altura, até a "camada limite atmosférica" [9]. "Em alturas da ordem de 500 m as massas de ar movem-se a uma velocidade aproximadamente constante: é a chamada **velocidade gradiente**" [12], que determina a **camada limite atmosférica**.

A intensidade com que estes deslocamentos de ar atingem a edificação e os efeitos que nela produzem depende de vários fatores. Dentre eles, destaca-se a velocidade básica do vento. Em 1976 foi constituída a Comissão de Estudo de Revisão da NB-5 "Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edifícios" da ABNT, momento em que houve um aumento considerável das pesquisas no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) [13].

Velocidade média do vento é "[...] a distância percorrida por uma partícula de ar durante a unidade de tempo [...]" medida com o uso de um anemômetro (ou anemógrafo) – já que não há outro meio conhecido que possibilite acompanhar o movimento de uma partícula de ar e medir seu deslocamento – e com isso determinar a velocidade média de escoamento de ar com a variação de tempo [13].

A velocidade básica do vento (V_0) é a máxima velocidade que pode ser medida para um tempo de 3 s, com a possibilidade de ser excedida ao menos uma vez em um período total de 50 anos – que é o **tempo de recorrência** –, medida a uma altura de 10,0 m sobre um terreno em lugar aberto e plano. As 49 estações meteorológicas espalhadas pelo país permitiram a coleta de dados, que serviram de base para a definição do mapa de isopletas da NBR 6123 [4], transcrito na Figura 6.

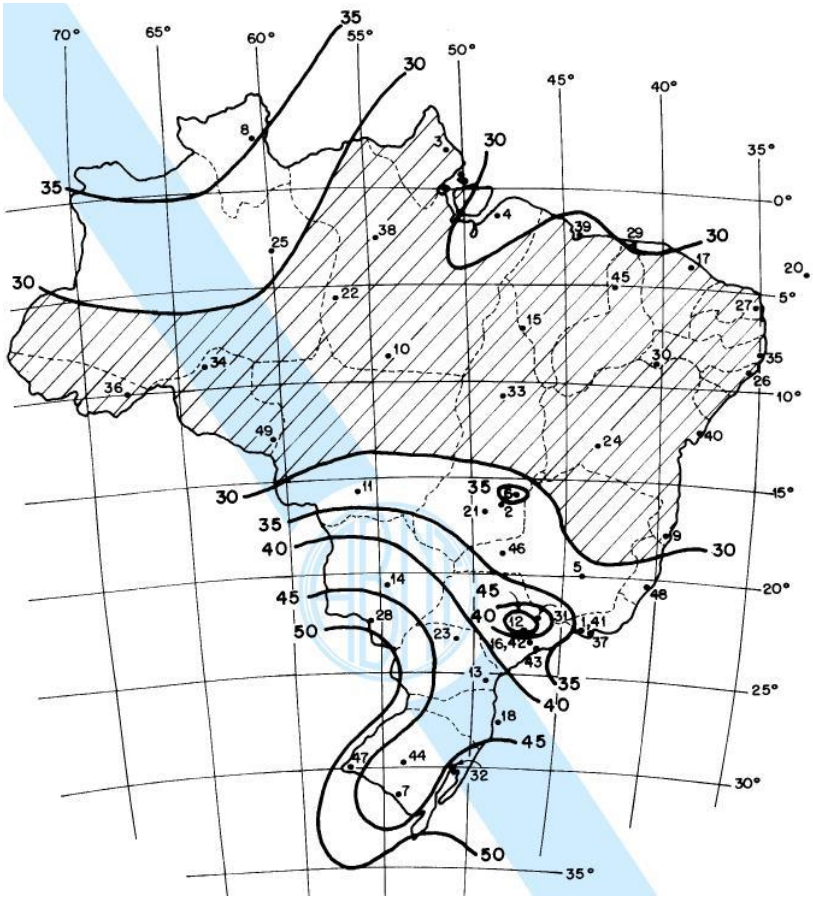


Figura 6 – Isopletas da velocidade básica do vento V0.

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988). Figura 1, p. 6.

A velocidade básica do vento adotada para o caso foi de V_0=45m/s; a rugosidade do terreno foi enquadrada na Categoria III; a classe da edificação levou em consideração as dimensões da face de incidência do vento (face frontal), separadamente para vento longitudinal (α=0°) e para o vento transversal (α=90°); para a determinação do fator S_3 foi considerado o caso aplicável a edifícios industriais com alto fator de ocupação. Para a determinação do vento dinâmico, foi adotado o Modelo Contínuo Simplificado.

2.3.2 **Ações das pontes rolantes**

A Figura 7 a seguir representa genericamente uma ponte rolante de dupla viga, semelhante – em componentes, mas não em capacidade – à ponte rolante considerada no caso em estudo.

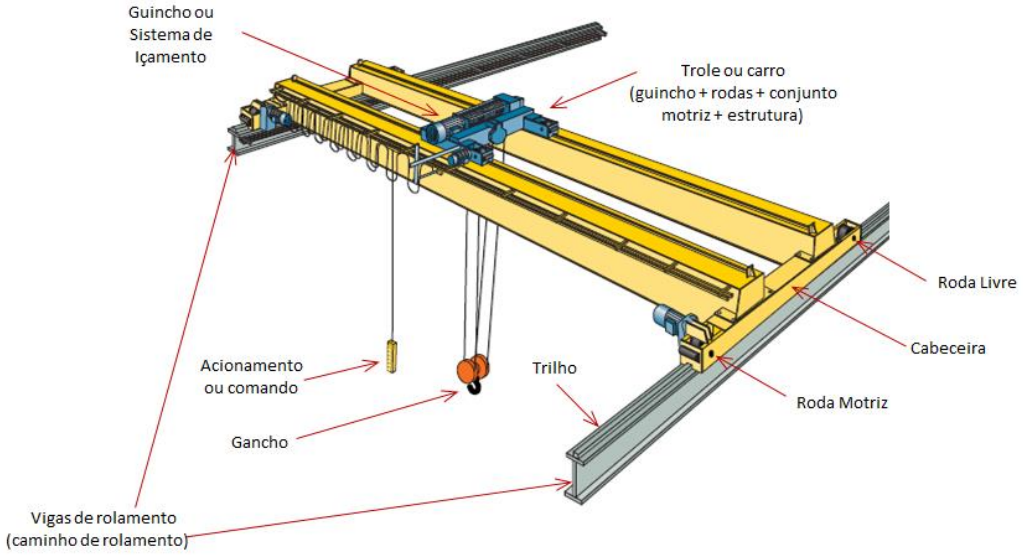


Figura 7 – Como é constituída uma ponte rolante (principais componentes).[5]

Fonte: Imagem obtida do catálogo eletrônico MUNCK TOTAL CRANE SYSTEMS. Legenda nossa. Disponível (sem legenda) no site: <http://www.munckcranes.com>. Acesso em 18/jul/2014.

Como pode ser observado, fixado à viga da ponte, o **trole**, que contém um **guincho** acoplado, desloca-se transversalmente em relação à edificação. Desta forma, mais de 80% da planta é atendida pelo equipamento, que suspende, desloca e baixa a carga onde é necessário. Todos esses movimentos provocam incrementos de carga vertical, horizontal longitudinal e horizontal transversal. Foram consideradas quatro pontes rolantes atuando no caminho de rolamento, com capacidade de 200 t cada uma.

As orientações técnicas empregadas para o desenvolvimento da análise computacional designam símbolos e notações para caracterizar cada efeito isolado das pontes rolantes. Como a orientação canadense é a única que recomenda considerar os efeitos diretos e indiretos de duas pontes rolantes, atuando em conjunto e em um mesmo caminho de rolamento (caso do presente trabalho), ou em caminhos adjacentes (não se enquadrando no caso em estudo), adotou-se a nomenclatura de efeitos de pontes rolantes existente na Norma canadense (CISC - CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2007, p. 2 e 3), que estão relacionados no Quadro 1.

[5] São indicados e considerados principais os componentes que participam, de maneira direta ou indireta, na geração de cargas oriundas da utilização do equipamento, e que serão aplicadas à estrutura.

Quadro 1 – Símbolos e nomenclatura dos efeitos diretos e secundários, oriundos da operação das pontes rolantes.

Símbolo	Nomenclatura
C_{vs}	Carga vertical devido à ação de uma única ponte rolante
C_{vm}	Carga vertical devido à ação de múltiplas pontes rolantes
C_{ss}	Impacto transversal devido à ação de uma única ponte rolante
C_{sm}	Impacto transversal devido à ação de múltiplas pontes rolantes[6]
C_{is}	Impacto vertical devido à ação de uma única ponte rolante
C_{im}	Impacto vertical devido à ação de múltiplas pontes rolantes
C_{ls}	Impacto longitudinal devido à ação de uma única ponte rolante, em apenas um caminho de rolamento
C_{lm}	Impacto longitudinal devido à ação de múltiplas pontes rolantes
C_{bs}	Impacto no batente devido à ação de uma única ponte rolante
C_d	Peso próprio de todas as pontes rolantes, posicionadas de forma a originar o maior efeito sísmico

Fonte: o autor, 2014.

As cargas verticais C_{vs} correspondem às reações por roda (cargas verticais, portanto) de uma única ponte rolante no caminho de rolamento, de modo que produza a maior carga possível sobre o topo da coluna inferior, conforme já representado na Figura 3.
As cargas verticais C_{vm} correspondem às reações por roda de múltiplas pontes rolantes no caminho de rolamento, que são um total de quatro equipamentos no caso em estudo, de modo que produza a maior carga possível sobre o topo da coluna inferior.
Os coeficientes de impacto vertical C_{is} e C_{im} são análogos, respectivamente, às cargas verticais C_{vs} e C_{vm}. Idem para os impactos laterais C_{ss} e C_{sm}.
Os efeitos secundários longitudinais C_{lm} são importantes para o dimensionamento do aparelho diafragma horizontal (treliça horizontal) da viga de rolamento e do contraventamento vertical, representado anteriormente na Figura 4.
A parcela de impacto no batente C_{bs} destina-se ao dimensionamento da região das vigas de rolamento posicionadas nas extremidades da edificação, onde este equipamento será instalado, como também à verificação da eficiência do contraventamento vertical na ocasião de uma ponte atingir a extremidade de um caminho de rolamento, associada ou não a outras pontes. Esta análise, no entanto, não foi realizada por não interferir diretamente no estudo do pórtico em questão, que é intermediário.

[6] Consideração presente apenas no CISC (Crane Supporting Steel Structures Design Guide, 2007)

A carga C_d, proveniente unicamente do peso próprio das pontes rolantes presentes no caminho de rolamento, sem nenhuma carga suspensa, destina-se à avaliação dos efeitos sísmicos em estruturas.
As orientações, adotadas para o desenvolvimento do presente trabalho, trazem recomendações distintas entre si para as considerações de efeitos secundários das pontes rolantes, ou seja, os impactos – vertical, longitudinal e transvesal. Todos os valores referem-se a pontes rolantes operadas por controle manual ou pendente. Equipamentos com cabine originam valores maiores em todas as orientações adotadas, mas este não é o caso do presente estudo.
O Quadro 2 faz uma síntese destas diferenças para os efeitos que estão sendo considerados neste trabalho.

Quadro 2 – Recomendações para consideração de impactos, efeitos secundários oriundos da operação das pontes rolantes, segundo AISE 13 (2003), ASCE 7 (2005), NBR 8800 (2008) e CISC (2007).

Norma	Efeito			
	C_{is}	C_{im}	C_{ss}	C_{sm}
AISE 13 (2003)	25% da reação máxima por roda 20% da soma da capacidade da ponte com o peso do trole 10% da soma da capacidade com o peso da ponte O maior dos três	Não considerado	40% da capacidade da ponte rolante (carga içada) 20% da soma da capacidade da ponte com o peso do trole 10% da soma da capacidade com o peso da ponte O maior dos três	Não considerado
ASCE 7 (2005) ASD/LRFD	10% da reação máxima por roda	Não considerado	20% da soma da capacidade da ponte com o peso do trole	Não considerado
NBR 8800 (2008)	10% da reação máxima por roda	Não considerado	10% da soma da capacidade da ponte com o peso do trole e dispositivos de içamento	Não considerado
CISC (2007)	10% da reação máxima por roda	Mesmo critério de determinação de Cis, porém considerando os efeitos de duas pontes atuando em conjunto	20% da soma da capacidade da ponte com o peso do trole 10% da soma da capacidade com o peso da ponte O maior dos dois	Mesmo critério de determinação de Css, porém considerando os efeitos de duas pontes atuando em conjunto

Fonte: o autor, 2014.

2.4 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES

As combinações foram definidas de acordo com as orientações dos procedimentos adotados – citados anteriormente – e de modo a cobrir todas as possibilidades entre as ações variáveis – ações da ponte rolante e vento.
Das combinações determinadas, as que incluíam as ações de vento foram separadas em três grupos: no primeiro – destinado ao dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis – e no segundo – utilizado para a verificação do dimensionamento anterior pelo Método dos Estados Limites –, as ações de vento foram determinadas pelo primeiro método da NBR 6123 (1988), ou seja, a determinação das forças estáticas devidas ao vento, descritas no item 4.2 da referida Norma.
O terceiro grupo de combinações contempla a resposta dinâmica na direção do vento, sendo que as características dinâmicas da estrutura foram determinadas de acordo com o Modelo Contínuo Simplificado do item 9.2.2.1 da NBR 6123 (1988), ou seja, o segundo método da Norma. Este grupo atende igualmente às orientações para combinações destinadas ao dimensionamento pelo Método dos Estados Limites.
Foram montados cinco grupos de combinações, dois para o ASD (AISE 13 e ASCE 7:2005 ASD) e três para LRFD (CISC:2007; NBR 8800:2008; ASCE 7:2005 LRFD).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na Figura 8 são mostrados os rótulos atribuídos aos nós e às barras, de modo a facilitar a identificação de cada elemento e fazer sua correlação com o modelo computacional.
As designações adotadas atendem aos seguintes critérios:
LCb: *lower segment, building column* ou segmento inferior, coluna do prédio. É o segmento inferior da coluna escalonada, do lado externo. É usual designar este elemento como “banzo externo da coluna inferior”.
LCc: *lower segment, crane column* ou segmento inferior, coluna do equipamento. Consiste no segmento inferior da coluna escalonada, do lado interno, designado frequentemente como “banzo interno da coluna inferior”.
US: *upper segment* ou segmento superior. Usualmente chamado de “baioneta”.
LCd: *lower segment, diagonal* ou diagonal da coluna inferior.
B: *beam* ou viga da cobertura.

Figura 8 – Rótulos de nós e barras.

Fonte: imagem extraída do memorial de cálculo, a partir do modelo computacional gerado pelo autor, 2014.

A Figura 9 mostra como ficou a relação entre tensão atuante e tensão admissível, com a aplicação da carga estática do vento e dimensionamento de barras pelo AISC ASD (1989).

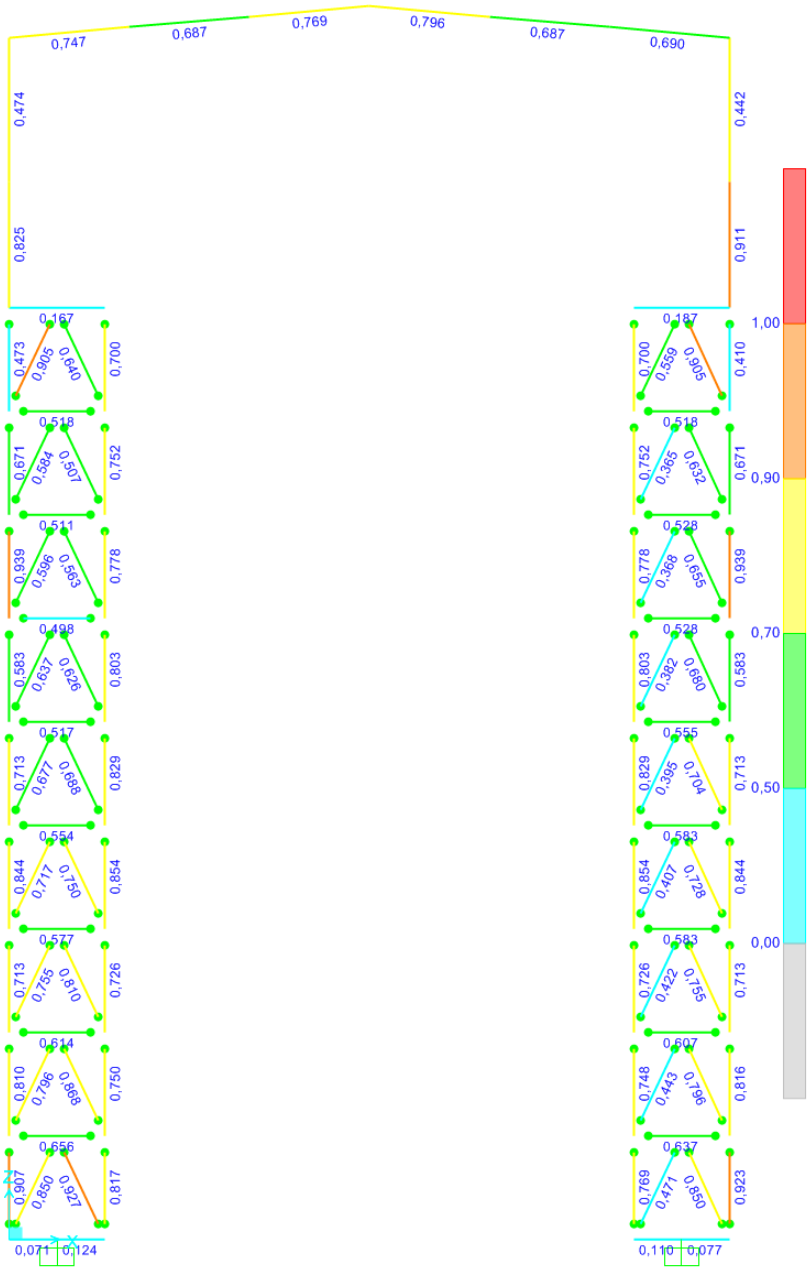


Figura 9 – Relação entre tensão atuante e tensão admissível (ratio), Método das Tensões Admissíveis (ASD) e carga estática de vento.

Fonte: imagem extraída do modelo computacional gerado pelo autor, 2014.
Nota: à direita, a paleta associa cores à razão (ratio) entre tensão atuante e tensão admissível – para o ASD – ou resistente – no caso do LRFD.

A Figura 10 mostra a relação entre tensão atuante e tensão resistente das barras do modelo anterior, quando a estrutura é verificada para o dimensionamento de barras pelo AISC LRFD (2005) – com todas as combinações originadas para o LRFD –; não foi realizado um novo dimensionamento, pois o propósito é avaliar o que é feito tradicionalmente no Brasil com outras considerações, normalmente não adotadas. A carga do vento, neste caso, também é estática.

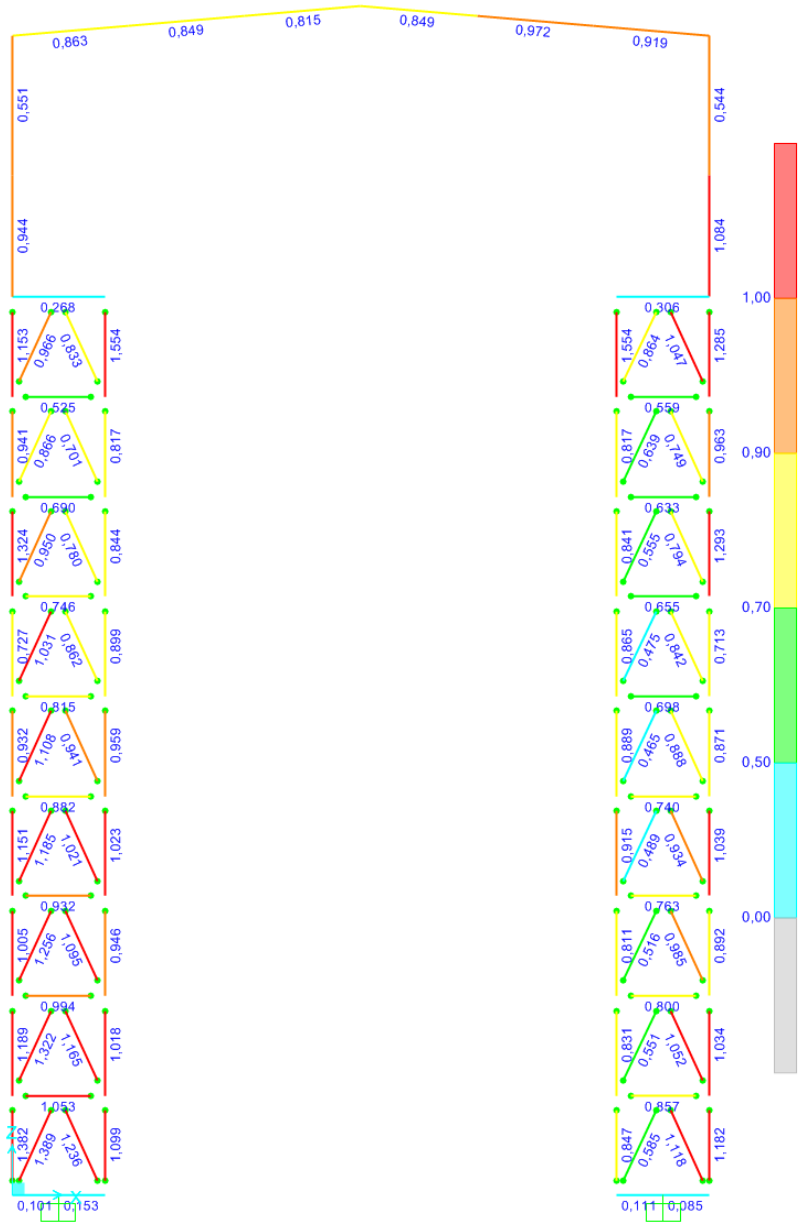


Figura 10 – Relação entre tensão atuante e tensão resistente (*ratio*), Método dos Estados Limites (*LRFD*) e carga estática de vento.

Fonte: imagem extraída do modelo computacional gerado pelo autor, 2014.

A Figura 11 mostra a relação entre tensão atuante e tensão resistente das barras do modelo inicial, que recebe as cargas dinâmicas do vento (conforme descrito anteriormente) e é igualmente verificada para o dimensionamento de barras pelo AISC LRFD (2005).

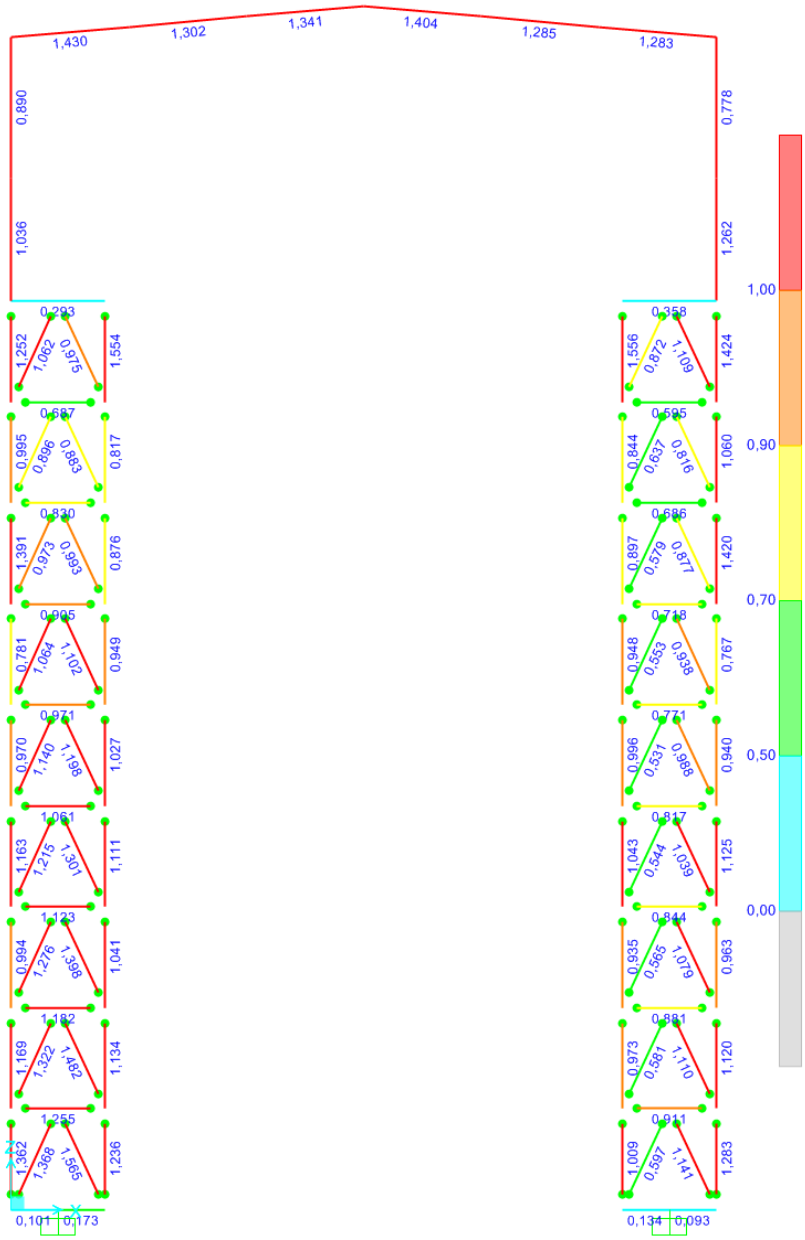


Figura 11 – Relação entre tensão atuante e tensão resistente (ratio), Método dos Estados Limites (LRFD) e carga dinâmica de vento, pelo segundo método da Norma.

Fonte: imagem extraída do modelo computacional gerado pelo autor, 2014.

A Figura 12 mostra um comparativo entre as três análises, partindo da primeira em ASD 89. As relações entre tensão atuante e admissível/resistente são mostradas juntamente com as combinações de origem. O Quadro 3 compila os valores apresentados na Figura 12.

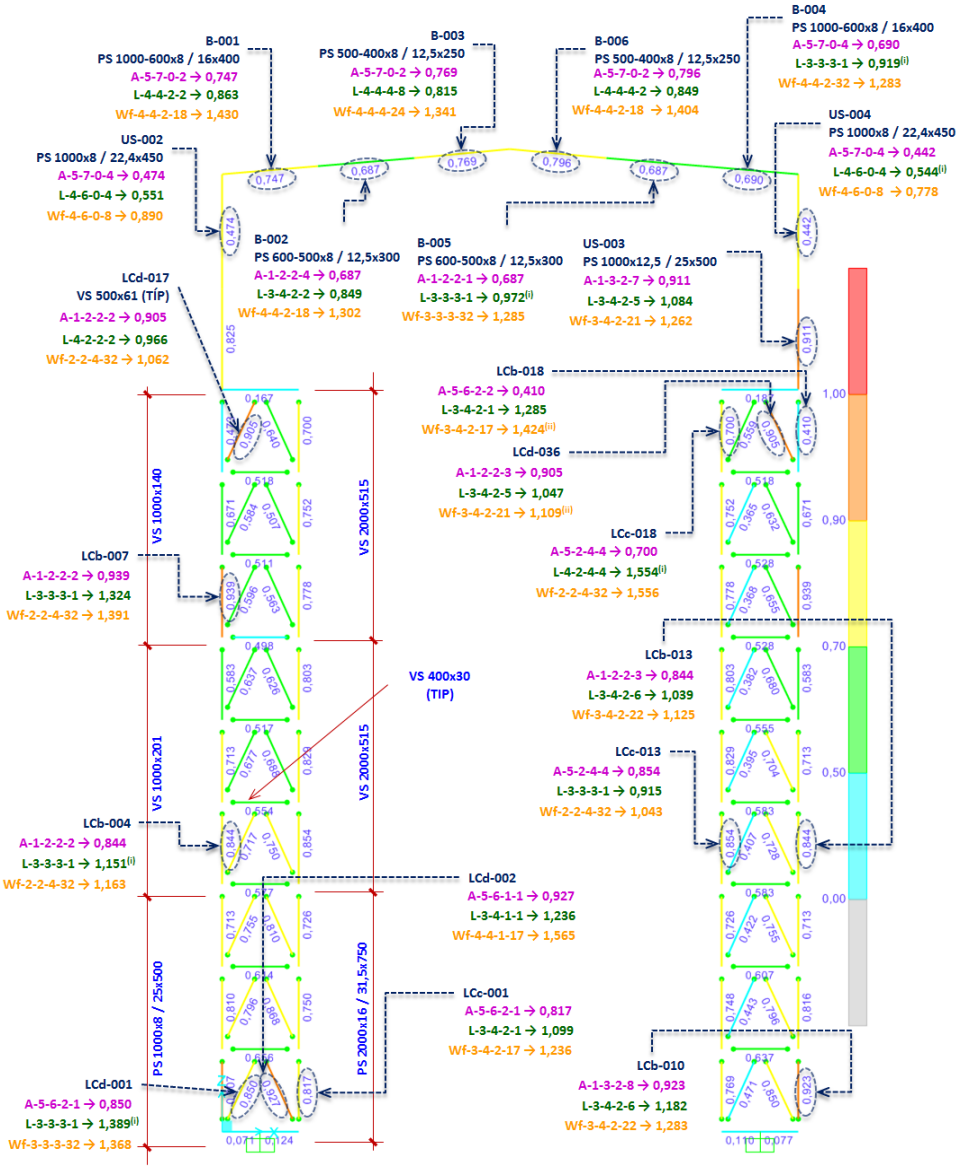


Figura 12 – Comparativo entre as três análises, com as relações entre tensões atuantes e admissíveis/resistentes, indicando as combinações de origem.

Fonte: imagem extraída do memorial de cálculo, com base nos resultados obtidos do modelo computacional gerado pelo autor, 2015.

Notas: (i) Na análise LRFD com vento estático, estas barras geraram tensões maiores que em suas similares, se comparadas com a análise ASD. (ii) Na análise LRFD com vento dinâmico, estas barras geraram tensões maiores que em suas similares, se comparadas com as análises ASD e LRFD com vento estático.

Quadro 3 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem as vigas de cobertura.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS						
RÓT.	DIM.	W	COMB.	NORMA	RAZÃO	INCR.	
						ASD	LRFD Ws
B-001	A	W_s	A-5-7-0-2	ASCE 7 (2005) ASD	0,747		
	L	W_s	L-4-4-2-2	ASCE 7 (2005) LRFD	0,863	15,5%	
	L	W_f	Wf-4-4-2-18	ASCE 7 (2005) LRFD	1,430	91,4%	65,7%
B-002	A	W_s	A-1-2-2-4	AISE 13 (2003)	0,687		
	L	W_s	L-3-4-2-2	NBR 8800 (2008)	0,849	23,6%	
	L	W_f	Wf-4-4-2-18	ASCE 7 (2005) LRFD	1,302	89,5%	53,4%
B-003	A	W_s	A-5-7-0-2	ASCE 7 (2005) ASD	0,769		
	L	W_s	L-4-4-4-8	ASCE 7 (2005) LRFD	0,815	6,0%	
	L	W_f	Wf-4-4-4-24	ASCE 7 (2005) LRFD	1,341	74,4%	64,5%
B-004	A	W_s	A-5-7-0-4	ASCE 7 (2005) ASD	0,796		
	L	W_s	L-3-3-3-1	NBR 8800 (2008)	0,849	6,7%	
	L	W_f	Wf-4-4-2-32	ASCE 7 (2005) LRFD	1,404	76,4%	65,4%
B-005	A	W_s	A-1-2-2-1	AISE 13 (2003)	0,687		
	L	W_s	L-3-3-3-1	NBR 8800 (2008)	0,972	41,5%	
	L	W_f	Wf-3-3-3-32	NBR 8800 (2008)	1,285	87,0%	32,2%
B-006	A	W_s	A-5-7-0-2	ASCE 7 (2005) ASD	0,690		
	L	W_s	L-4-4-4-2	ASCE 7 (2005) LRFD	0,919	33,2%	
	L	W_f	Wf-4-4-2-18	ASCE 7 (2005) LRFD	1,283	85,9%	39,6%

Fonte: o autor, 2014.

O Quadro 4 a seguir mostra o incremento de tensões para os segmentos das baionetas, de acordo com as análises feitas para as tensões admissíveis e para os estados limites, com vento estático e dinâmico.

Quadro 4 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem as baionetas.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS						
RÓT.	DIM.	W	COMB.	NORMA	RAZÃO	INCREMENTO	
						ASD	LRFD Ws
US-002	A	W_s	A-5-7-0-4	ASCE 7 (2005) ASD	0,474		
	L	W_s	L-4-6-0-4	ASCE 7 (2005) LRFD	0,551	16,2%	
	L	W_f	Wf-4-6-0-8	ASCE 7 (2005) LRFD	0,890	87,8%	61,5%
US-003	A	W_s	A-1-3-2-7	AISE 13 (2003)	0,911		
	L	W_s	L-3-4-2-5	NBR 8800 (2008)	1,084	19,0%	
	L	W_f	Wf-3-4-2-21	NBR 8800 (2008)	1,262	38,5%	16,4%
US-004	A	W_s	A-5-7-0-4	ASCE 7 (2005) ASD	0,442		
	L	W_s	L-4-6-0-4	ASCE 7 (2005) LRFD	0,544	23,1%	
	L	W_f	Wf-4-6-0-8	ASCE 7 (2005) LRFD	0,778	76,0%	43,0%

Fonte: o autor, 2014.

O Quadro 5 faz comparativo semelhante, aplicado aos banzos da coluna inferior.

Quadro 5 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem os banzos das colunas inferiores.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS						
RÓT.	DIM.	W	COMB.	NORMA	RAZÃO	INCR.	
						ASD	LRFD Ws
LCb-004	A	W_s	A-1-2-2-2	AISE 13 (2003)	0,844		
	L	W_s	L-3-3-3-1	NBR 8800 (2008)	1,151	36,4%	
	L	W_f	Wf-2-2-4-32	CISC (2007)	1,163	37,8%	1,0%
LCb-007	A	W_s	A-1-2-2-2	AISE 13 (2003)	0,939		
	L	W_s	L-3-3-3-1	NBR 8800 (2008)	1,324	41,0%	
	L	W_f	Wf-2-2-4-32	CISC (2007)	1,391	48,1%	5,1%
LCb-010	A	W_s	A-1-3-2-8	AISE 13 (2003)	0,923		
	L	W_s	L-3-4-2-6	NBR 8800 (2008)	1,182	28,1%	
	L	W_f	Wf-3-4-2-22	NBR 8800 (2008)	1,283	39,0%	8,5%
LCb-013	A	W_s	A-1-2-2-3	AISE 13 (2003)	0,844		
	L	W_s	L-3-4-2-6	NBR 8800 (2008)	1,039	23,1%	
	L	W_f	Wf-3-4-2-22	NBR 8800 (2008)	1,125	33,3%	8,3%
LCb-018	A	W_s	A-5-6-2-2	ASCE 7 (2005) ASD	0,410		
	L	W_s	L-3-4-2-1	NBR 8800 (2008)	1,285	213,4%	
	L	W_f	Wf-3-4-2-17	NBR 8800 (2008)	1,424	247,3%	10,8%
LCc-001	A	W_s	A-5-6-2-1	ASCE 7 (2005) ASD	0,817		
	L	W_s	L-3-4-2-1	NBR 8800 (2008)	1,099	34,5%	
	L	W_f	Wf-3-4-2-17	NBR 8800 (2008)	1,236	51,3%	12,5%
LCc-013	A	W_s	A-5-2-4-4	ASCE 7 (2005) ASD	0,854		
	L	W_s	L-3-3-3-1	NBR 8800 (2008)	0,915	7,1%	
	L	W_f	Wf-3-4-2-32	NBR 8800 (2008)	1,043	22,1%	14,0%
LCc-018	A	W_s	A-5-2-4-4	ASCE 7 (2005) ASD	0,700		
	L	W_s	L-4-2-4-4	ASCE 7 (2005) LRFD	1,554	122,0%	
	L	W_f	Wf-2-2-4-32	ASCE 7 (2005) LRFD	1,556	122,3%	0,1%

Fonte: o autor, 2014.

Semelhante ao caso anterior, o Quadro 6 apresenta o mesmo comparativo, para as diagonais do treliçamento da coluna inferior.

Quadro 6 – Resumo das relações entre tensões atuantes e tensões admissíveis – ou resistentes, no caso do dimensionamento pelo LRFD – indicando as Normas que geraram as combinações de origem e o percentual de diferença entre as análises, para as barras que constituem as diagonais da coluna inferior, que apresentaram as maiores tensões.

BARRA	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS						
RÓT.	DIM.	W	COMB.	NORMA	RAZÃO	INCR.	
						ASD	LRFD Ws
LCd-001	A	W_s	A-5-6-2-1	ASCE 7 (2005) ASD	0,850		
	L	W_s	L-3-3-2-1	NBR 8800 (2008)	1,389	63,4%	
	L	W_f	Wf-3-3-3-32	NBR 8800 (2008)	1,368	60,9%	-1,5%
LCd-002	A	W_s	A-5-6-1-1	ASCE 7 (2005) ASD	0,927		
	L	W_s	L-3-4-1-1	NBR 8800 (2008)	1,236	33,3%	
	L	W_f	Wf-4-4-1-17	ASCE 7 (2005) LRFD	1,565	68,8%	26,6%
LCd-017	A	W_s	A-1-2-2-2	AISE 13 (2003)	0,905		
	L	W_s	L-4-2-2-2	ASCE 7 (2005) LRFD	0,966	6,7%	
	L	W_f	Wf-2-2-4-32	CISC (2007)	1,062	17,3%	9,9%
LCd-036	A	W_s	A-1-2-2-3	AISE 13 (2003)	0,905		
	L	W_s	L-3-4-2-5	NBR 8800 (2008)	1,047	15,7%	
	L	W_f	Wf-3-4-2-17	NBR 8800 (2008)	1,109	22,5%	5,9%

Fonte: o autor, 2014.

3.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Dos resultados obtidos, destacam-se dois fatores: i – as variações de carga de vento estático e dinâmico; ii – as ações que integraram as "combinações governantes" (as que geraram os piores resultados nas barras analisadas) no dimensionamento de cada elemento estrutural em particular.
A variação da carga de vento com a altura, nos segmentos considerados, está transcrita no Quadro 7.

Quadro 7 – Resumo das cargas externas de vento transversal (90°), estáticas e dinâmicas.

ALTURA (m)		CARGA DE VENTO (kgf/m²)					
INICIAL	FINAL	Ws		Wf			
		FILA A	FILA B	FILA A	%	FILA B	%
50,000	51,312	- 109,17	- 81,88	- 65,29		- 48,97	
				- 112,98		- 84,74	
				- 178,28	63,3%	- 133,71	63,3%
38,700	50,000	94,87	- 81,31	56,59		- 48,50	
				95,83		- 82,14	
				152,42	60,7%	- 130,65	60,7%
25,800	38,700	88,62	- 75,96	51,47		- 44,12	
				70,47		- 60,40	
				121,94	37,6%	- 104,52	37,6%
12,900	25,800	79,56	- 68,19	44,30		- 37,97	
				43,32		- 37,13	
				87,62	10,1%	- 75,10	10,1%
0,000	12,900	66,16	- 56,71	34,28		- 29,38	
				18,86		- 16,16	
				53,13	-19,7%	- 45,54	-19,7%

Fonte: o autor, 2015.
Nota: Ws refere-se ao vento estático e Wf ao vento dinâmico. Nas colunas de Wf, a primeira linha corresponde à Resposta Média; a segunda à Resposta Flutuante; a terceira é a soma de ambas. Já estão computados os coeficientes de pressão e de forma externos. Nas colunas “Fila A” e “Fila B” do vendo dinâmico Wf, os dois valores apresentados primeiro referem-se, respectivamente, à resposta média e à amplitude máxima da resposta flutuante do vento; abaixo da linha dupla, a soma das duas parcelas; à direita, o percentual se comparado com os mesmos valores da carga de vento estático Ws. A primeira parcela de vento na coluna “ALTURA”, da altura inicial 50,000 m e altura final 51,312 m, é a que incide na cobertura.

Na leitura do Quadro , constata-se que até a altura de 12,90 m a carga estática de vento é quase vinte por cento maior que a dinâmica. Mas é notável que já na próxima porção, dos 12,90 m aos 25,80 m a carga dinâmica supera em mais de dez por cento a estática. Na cobertura, dos 50,00 aos 51,312 m a carga dinâmica supera em mais de sessenta e três por cento a estática.

O gráfico da Figura 13, resultante dos dados informados na Figura 7, compara graficamente as diferenças entre o vento estático (Ws) e, para o vento dinâmico, a resposta média (Wa) e a amplitude máxima da resposta flutuante (Wf).
Observa-se também que a carga proveniente da determinação do vento dinâmico – Wf – é consideravelmente maior, se comparada com a carga estática Ws, em grande parte da edificação, quando atendidas as recomendações da NBR 6123 (1988).

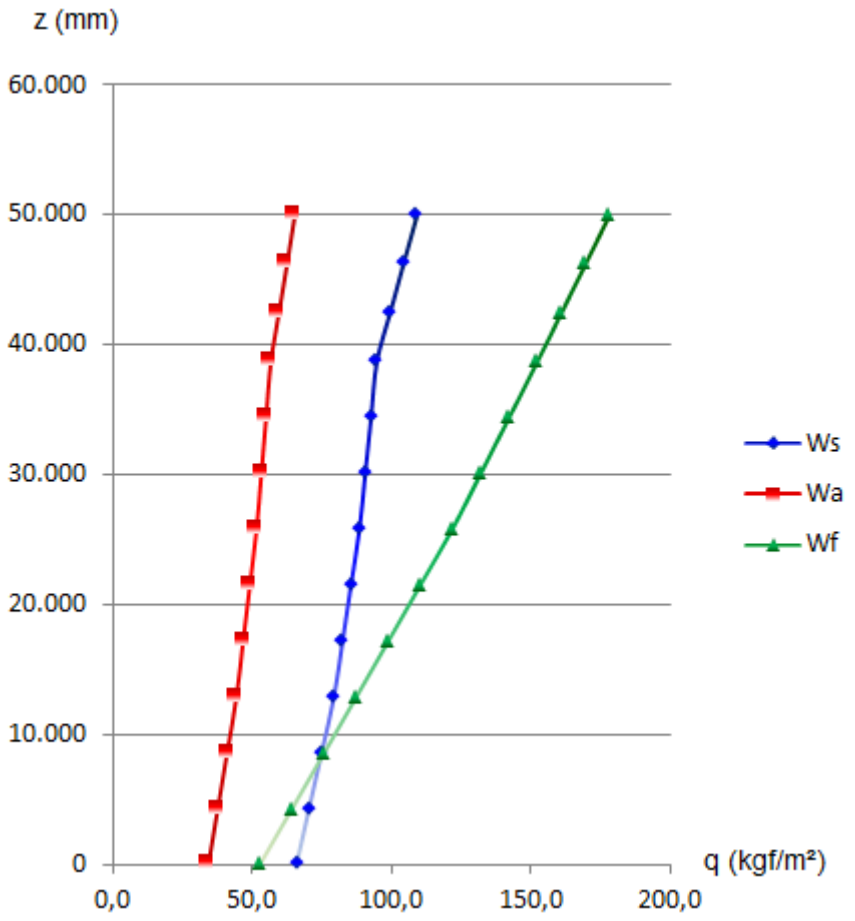


Figura 13 – Vento estático Ws, resposta média Wa e a soma da resposta média com a amplitude máxima da resposta flutuante, Wf, para vento transversal (90°).

Fonte: o autor, 2015.

Nota: No Gráfico, a linha verde Wf refere-se à soma entre a resposta média e a amplitude máxima da resposta flutuante, mostrada no Quadro .

Sobre o tempo de rajada, para o vento transversal (90°) a maior dimensão na lateral da edificação é seu comprimento de 120 m, sem junta de dilatação. A aplicação do Anexo A da Norma resultou em um tempo de rajada t = 19,26 s na segunda iteração (considerando três dígitos válidos para a obtenção dos valores necessários), bem superior as 10 s definidos para edificações da Classe C.
Já com o vento longitudinal (0°), a maior dimensão é a altura, com 51,312 m. O tempo de rajada obtido, também na segunda iteração, foi t=7,91 s, neste caso inferior ao tempo t=10s estabelecido para edificações da Classe C.
Embora Blessmann (1995, p. 33) não recomende considerar tempos de rajada superiores a 10 s a Norma abre este precedente. Utilizar o recurso de determinação do fator S_2 pelo ANEXO A da Norma resulta em cargas menores para o vento transversal (90°), que combinam com os efeitos transversais das pontes rolantes. Seguir as recomendações da Norma resultará, provavelmente, uma estrutura mais econômica; ao adotar a recomendação de Blessman, uma estrutura mais segura.
Adotar também as orientações do ASCE 7 (2005), em detrimento de limitar-se ás recomendações do AISE 13 (2003), mostrou-se essencial para obter um dimensionamento mais acurado.
Fica evidente a limitação do AISE 13 (2003) quando se observa que as combinações ali indicadas não conciliam efeitos de múltiplas pontes rolantes com vento; quando o fazem entre o impacto transversal C_{ss} com vento W, este recebe um fator redutor de 0,5. Ou seja, o AISE 13 não é dispensável para as análises ASD, já que das combinações governantes em muitas barras eram provenientes desta Norma, mas também não é suficiente.
Deve-se enfatizar também que as combinações indicadas pelo ASCE 7 (2005) ASD contemplavam as combinações dos efeitos das pontes rolantes descritas no CISC (2007). Em especial, as combinações para efeitos de duas pontes rolantes no caminho de rolamento, indicadas somente no CISC (2007), se fizeram presentes no dimensionamento de barras que utilizara o ASCE 7 (2005) ASD.
Nesta segunda análise, é interessante notar que as combinações originadas seguindo as orientações CISC (2007), nenhuma figurou como combinação governante no dimensionamento das barras. Entretanto, suas indicações sobre como considerar os efeitos das pontes rolantes estão presentes nas combinações originadas pelo ASCE 7 (2005) LRFD e pela NBR 8800 (2008). Utilizando um raciocínio metafórico, ambas as orientações possuem, em sua essência, a "alma" do CISC (2007).
Das 21 barras mais representativas analisadas, as combinações com vento foram a esmagadora maioria, sendo 18 contra 3 das que não continham o caso de carregamento W (vento) nas combinações governantes.
Embora houvesse na análise LRFD com vento dinâmico (Wf) a presença de combinações "L", ou seja, combinações para LRFD onde o vento não atua, nenhuma figurou dentre as combinações governantes.
Por outro lado, todas as combinações de fato governantes apresentam o caso de carregamento de vento dinâmico Wf.
Nesta análise, há um empate técnico quanto às combinações governantes: 10 do ASCE 7 (2005) e 9 para a NBR 8800 (2008). As combinações do CISC (2007) figuraram como governantes no dimensionamento de duas barras, das 21 analisadas.

A título de curiosidade, contemplando todas as recomendações das Normas adotadas com respeito às combinações, cobrindo todas as possibilidades de ações de vento (direção do vento e coeficientes de pressão internos), quando combinadas com os efeitos de pontes rolantes (carga içada à direita e à esquerda), resultaram 1.460 combinações. Se o edifício possuísse duas ou mais naves, o incremento seria exponencial, pois haveria a necessidade de realizar as combinações entre efeitos de pontes rolantes em caminhos de rolamento distintos, adjacentes ou não.

É importante destacar que a verificação do dimensionamento de barras realizado na terceira análise, com vento dinâmico Wf, mostrou que quase todas as barras apresentaram a relação entre tensão atuante e tensão resistente superior às outras duas. Exceção percebida somente com relação à diagonal LCd-001, cuja relação resultou superior na análise LRFD com vento estático Ws, em 1,5% se comparada com a análise LRFD com vento dinâmico Wf. Uma diferença muito baixa, portanto.

Tanto na análise ASD quanto na LRFD, não há nenhum esquema de combinações que possa ser considerado dispensável. Todos figuraram em algum momento das três análises.

4 CONCLUSÃO

A análise em ASD mostrou-se insuficiente para “interpretar” as ações variáveis mais relevantes – a saber, vento e ações das pontes rolantes – e seus efeitos na estrutura. Portanto, não parece razoável tratar as ações variáveis todas da mesma forma, como se fossem de mesma natureza, dadas as suas particularidades.

Para as análises em LRFD, a NBR 8800 é a que mais “valoriza”, a que mais se preocupa com as ações variáveis mais relevantes, mas mostrou-se insuficiente para cobrir todos os casos de combinações governantes.

O manual canadense (CISC - CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2007) comprovou que as combinações dos efeitos das pontes rolantes, ali descritos, são as mais abrangentes.

O ASCE 7 (2005) mostrou-se relevante em várias combinações governantes, ressaltando a importância de não desprezá-lo. Mas sua essência, no que diz respeito aos efeitos das pontes rolantes, ainda é do CISC (2007).

Seria irresponsável pretensão dizer que o presente trabalho é conclusivo. Faz-se necessário – e constitui uma sugestão para futuras abordagens – a análise dinâmica da estrutura, com a variação das cargas de vento e das pontes rolantes ao longo do tempo. Para que seja frutuosa esta continuidade, é aconselhável adotar outras abordagens sobre a parcela flutuante da ação de vento, além das contempladas na NBR 6123 (1988).

Se este caso em estudo fosse realmente projetado, seria fortemente recomendável:

Adotar, no mínimo, as mesmas considerações sobre as ações das pontes rolantes, já que todas revelaram influenciar os resultados obtidos;

Para edifícios industriais com altura superior a 10,00 m, adotar, no mínimo, as recomendações na NBR 6123 (1988) para vento dinâmico, já que a partir desta altura, as cargas são sensivelmente maiores que as determinadas para o vento estático;

Reproduzir ao menos os mesmos esquemas de combinações, já que todas as que foram desenvolvidas influenciaram de algum modo os resultados obtidos;

Dimensionamento de barras pelo Método dos Estados Limites, em virtude dos valores superiores de tensão que foram encontrados, quando comparados com os que foram obtidos pelo Método das Tensões Admissíveis.

Nos projetos industriais, a experiência mostra que o projeto dos equipamentos, feitos sob medida para cada obra, desenvolve-se frequentemente, paralelamente ao da estrutura metálica – prática conhecida como *Fast Tracking*, ou Projeto de Curta Duração ou de Execução Rápida –, o que obriga os fabricantes dos equipamentos a encaminharem aos desenvolvedores do projeto de estruturas metálicas dados aproximados, oriundos de equipamentos semelhantes produzidos em momentos anteriores, com valores por certo imprecisos.
Também, corriqueiramente as informações emitidas pelos fabricantes dos equipamentos, seja preliminar ou definitiva, é incompleta: quantidade e posição das rodas e reação máxima por roda apenas – peso do trole e dos equipamentos de içamento raramente são dados informados no início do projeto de estruturas –, insuficiente para a determinação, com uma precisão mínima, dos efeitos totais das pontes rolantes, de acordo com as Normas utilizadas neste trabalho e também no cotidiano profissional. Quando as informações definitivas são encaminhadas, nota-se que os valores frequentemente divergem dos encaminhados previamente.
Constatou-se uma dificuldade extrema em conseguir informações mais precisas sobre estes equipamentos, para fins de pesquisa. As razões para a omissão das informações – relatadas no parágrafo anterior – ainda são desconhecidas.
Faz-se necessário, então, uma abordagem científica sobre o funcionamento destes equipamentos, o que certamente traria benefícios tanto para os seus fabricantes quanto aos desenvolvedores das “estruturas de suporte” – como trata o código canadense –, o que poderia resultar em dados suficientes para originar uma orientação brasileira para casos semelhantes ao estudado, a exemplo das que foram utilizadas.

Agradecimentos

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, PPGEM, da PUCPR, em especial ao Professor Doutor João Elias Abdalla Filho, orientador, e à Jane Marques da Rocha, secretária, os mais profundos e sinceros agradecimentos. A Acir Brito e Lídia Marques Brito, pais, que sempre prezaram e deram suporte à formação educacional, por vezes fazendo profundos sacrifícios, materiais inclusive, deve-se sobretudo a existência e a formação do caráter.

REFERÊNCIAS

1 BLESSMANN, J. **Efeitos do vento em edificações**. Porto Alegre: Editora da Universidade Federeal do Rio Grande do Sul, 1978. 63 p. ISBN CDU 624.042 / 624.175

2 SANTOS, A. F. D. **Estruturas metálicas:** projetos e detalhes. 3ª. ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1977. ISBN CDD-621.182.

3 OLIVEIRA, M. I. R. D. **Análise estrutural de torres de transmissão de energia submetidas aos efeitos dinâmicos introduzidos pelo vento**. UERJ - Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro: Centro de Tecnologia e Ciências. 2006. p. 130. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).

4 ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123:** 1988 - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: [s.n.], 1988. 66 p.

5 ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:** 2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2ª. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2008. 237 p. ISBN ISBN 978-85-07-00933-7.

6 CISC - CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Crane Supporting Steel Structures Design Guide**. 2ª. ed. Markham: [s.n.], 2007. ISBN ISBN 978-0-88811-132-6.

7 AISE - ASSOCIATION OF IRON AND STEEL ENGINEERS. **AISE/TR 13:** Guide for the Desing and Construction of Mill Buildings. Pittsburg: [s.n.], 2003.

8 ASCE - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE/SEI 7-05:** Minimum Desing Loads for Buildings and Other Structures. Reston: [s.n.], 2005. ISBN 0-7844-0831-9.

9 BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. 1ª. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade, 1995. 166 p. ISBN 85-7025-3625-1.

10 WHARHAFTIG, A. M. **Ação do vento em estruturas esbeltas com efeito geométrico**. 2ª. ed. São Paulo: Editora Edgar Blücher Ltda., 2017. ISBN 978-85-8039-158-9.

11 OBATA, S. H. **Vento sintético e a simulação de Monte Carlo**: uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. Exacta, vol. 7, núm. 1, janeiro-março, 2009, pp. 77-85. São Paulo: Universidade Nove de Julho. ISSN: 1678-5428.

12 PITTA, J. A. A. **Ações devidas ao vento em edifícios de andares múltiplos, edifícios com coberturas do tipo shed e do tipo duas águas com lanternim**. Universidade de São Paulo. Campinas: Escola de Engenharia de São Carlos. 1987. p. 151. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas).

13 FERREIRA, E. T. **Estudo comparativo entre a velocidade básica do vento estabelecida na NBR. 6123 e a obtida de estações meteorológicas na Paraíba - impactos nos âmbitos do projeto estrutural, do meio ambiente e dos custos**. UFPB - Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa: Curso de Pós-graduação em Engenharia Urbana. 2005. p. 130.

CONSTRUMETAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Tema: Dimensionamento Estrutural e Softwares de Cálculo

CARACTERIZAÇÃO DA FLAMBAGEM LATERAL TORCIONAL E DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR CARACTERÍSTICO PARA VIGA PERFIL "I" BISSIMÉTRICA *

Paulo Rogério Santos Sousa[1]
Telmo Egmar Camilo Deifeld[2]

Resumo

A aplicação crescente de um carregamento sobre barras de aço, em certo momento ocasionará flexão nos elementos, iniciando o processo de flambagem lateral torcional, tal fenômeno constitui um estado limite último (ELU) relacionado à instabilidade. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 dispõe de uma metodologia de cálculo dos momentos fletores característicos, porém poucos ensaios práticos são encontrados para comparar os resultados dos momentos obtidos através da norma vigente, com tal experimentação pode-se comparar e validar os resultados. Para tal, ensaiou-se uma viga bissimétrica do tipo "I" 76,2 x 8,48 com carregamento pontual no meio do vão com a máquina de ensaios universais EMIC DL 20000 e apoiada sobre uma viga de reação, aferindo-se deslocamento horizontal da mesa comprimida através de LVDT's HBM WA 50mm. Observando um momento crítico 208,3% maior que o limite de plastificação para um caso com momento constante em toda a viga (Cb=1) e 160,5% maior para carga pontual no meio do vão (Cb=1,316), porém ambos os momentos dentro do comportamento plástico da seção, que não é permitido por norma ficando limitado ao momento de plastificação de 810 kN*cm para seção com Cb=1,316 e 624,21 kN*cm para Cb=1.

Palavras-chave: Flambagem lateral torcional, Deslocamento horizontal, Momento fletor característico, NBR8800:2008.

LATERAL TORSIONAL BUCKLING CHARACTERIZATION AND DETERMINATION OF THE BENDING MOMENT OF FAILURE FOR I-BEAM

Abstract

The increasing application of a load on steel bars, in a certain moment will cause flexion in the elements, initiating the torsional lateral buckling process, this phenomenon constitutes an failure limit state (FLS) related to instability. The brazilian standard ABNT NBR 8800: 2008 has a methodology for calculating the bending moment of failure, but few practical tests are found to compare the results of the moments obtained through the current norm, with such experimentation can be compared and validated the results. For this, a bissimetric beam of the type "I" 76.2 x 8.48 was tested with point load in the middle of the span with the universal test machine EMIC DL 20000 and supported on a reaction beam, measuring displacement horizontal of the table compressed through LVDT's HBM WA 50mm. Observing a critical moment 208.3% higher than the plastification limit for a case with constant moment in the entire beam (Cb = 1) and 160.5% greater for punctual load in the middle of the span (Cb =

1,316), but both the moments within the plastic behavior of the section, which is not allowed by norm being limited to the plastification moment of 810 kN * cm for section with Cb = 1,316 and 624,21 kN * cm for Cb = 1.

Keywords: Lateral torcional buckling; Horizontal displacement; Bending moment of failure; NBR 8800:2008.

[1] Engenharia Civil, Bacharel, Fundação Universidade Federal do Pampa, Alegrete, Rio Grande do Sul, Brasil.
[2] Engenharia Civil, Doutor, Professor, Fundação Universidade Federal do Pampa, Alegrete, Rio Grande do Sul, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A utilização de estruturas metálicas no Brasil, embora um pouco tímida, tem aumentado e não só no âmbito industrial, mas o comercial e residencial se incluem na tendência.
Conforme Fruchtengarten [1] "tal mudança justifica-se pelas vantagens do emprego do aço em relação às estruturas convencionais de concreto". Em grandes empreendimentos se utilizam os perfis do tipo "I", sejam de peças soldadas ou laminadas.
Uma grande diferença entre empreendimentos concebidos com perfis metálicos em detrimento dos de concreto armado é a esbeltez das estruturas metálicas que geralmente são delgadas em comparação com vigas ou pilares de concreto. Outra diferença é a característica monolítica que uma estrutura de concreto – moldada in loco – apresenta e as metálicas não dispõem, sendo necessário emprego de juntas, conectores, solda, entre outros.
Na esteira deste raciocínio, levando em consideração a flambagem lateral em estruturas metálicas, se faz necessário um certo preciosismo para levantamento do comportamento estrutural do empreendimento, e um grifo relevante em vigas que necessitam vencer grandes vãos.
Fruchtengarten [1] destaca ainda que "na literatura técnica, encontram-se resultados para um grande número de casos particulares de flambagem lateral, geralmente baseados em teorias aproximadas (...)", e levando em consideração que a normatização tende a simplificar a análise proposta pela literatura e seus resultados, se torna válido testar experimentalmente vigas metálicas.
A flambagem lateral torcional (FLT) é segundo Fakury *et al.* [2] "um fenômeno causado pelo momento fletor atuante em relação ao eixo de maior inércia da seção transversal (...), e caracterizado por uma translação lateral (...), e uma torção, (...) combinados". A norma brasileira NBR 8800:2008 fornece procedimentos para determinação do momento fletor crítico e da respectiva resistência nominal do referido elemento, em se tratando do dimensionamento para o estado limite último.
No entanto, apesar da NBR 8800:2008 definir os procedimentos de cálculo e a literatura técnica especializada disponibilizar a análise numérica computacional de tais procedimentos, pouco se denota acerca da análise experimental do ensaio de perfis metálicos quanto à FLT e se há conformidade com o que é regido pela norma técnica, quais suas limitações e se em comparação há um ganho de segurança real, e quão díspar é o horizonte entre teoria e prática.
Este trabalho, tem o intuito de apresentar uma análise comparativa, quando possível, entre o que está regido em norma e o ensaio prático de flambagem em perfis metálicos realizada com elemento do tipo bissimétrico seção em "I", para verificar a ocorrência de instabilidade lateral.
Objetiva-se fazer um apanhado teórico acerca da flambagem lateral torcional de vigas metálicas, especificamente caracterizar o comportamento da viga quanto a flambagem lateral torcional, calcular os momentos fletores característicos obtidos através da metodologia de cálculo da NBR 8800:2008 e por fim comparar os resultados obtidos em cálculo com os gráficos gerados no ensaio da viga bissimétrica.

1.1 Flambagem Lateral

A flambagem lateral que será analisada é denominada de flambagem lateral torcional (FLT) ou flambagem lateral com torção, que é representado na Figura 1.

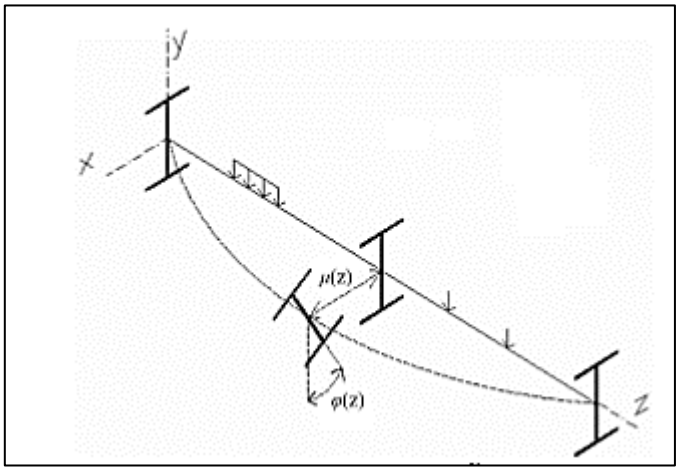


Figura 1: Detalhamento do fenômeno da flambagem lateral com torção (Fakury *et al.*[2])

Entretanto, alguns efeitos no perfil tendem a ocorrer como ilustrado na Figura 2, logo os vínculos nos apoios devem ser pensados para fiel representação das condições de contorno. Caracteriza-se o comportamento do perfil metálico sob esforço de compressão pelo empenamento da mesa superior em detrimento de uma tração que tende a manter cada vez mais retilínea a mesa inferior, estas devem ser anuladas nos apoios *vide* Figura 1.

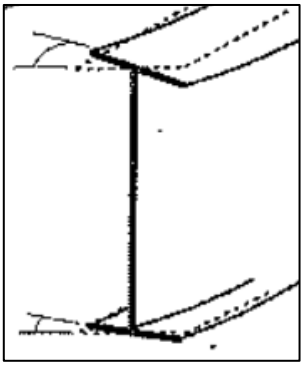


Figura 2: Empenamento da seção de apoio para viga bi apoiada (Pfeil; Pfeil [3])

Para vigas, o momento fletor que provoca a flambagem lateral está intrinsecamente ligado à esbeltez da mesa comprimida, pois a alma tem sua flambagem impedida por estar associada à mesa, ou seja, no plano da alma a mesa não irá fletir. Sabendo disto, pode-se separar as vigas sem contenção lateral contínua em três grupos, a depender da distância entre seus apoios laterais:

Quadro 1: Características de flambagem lateral para diferentes comprimentos de vigas. (Pfeil; Pfeil, adaptado [3])

Vigas Curtas	O efeito de flambagem lateral pode ser desprezado. A viga atinge o momento definido por escoamento ou flambagem local.
Vigas Intermediárias	Apresentam ruptura por flambagem lateral inelástica, a qual é muito influenciada por imperfeições geométricas da peça e pelas tensões residuais embutidas durante o processo de fabricação da viga.

Vigas Longas	Atingem o estado limite de flambagem lateral em regime elástico, com o momento fletor crítico (Mcr).

Sabendo como a FLT se apresenta num dado elemento estrutural, nos resta equacionar para que se calcule o momento fletor crítico (M_{cr}), neste tocante Timoshenko e Gere apud Pfeil e Pfeil [3] explanam a metodologia do ensaio realizado e suas condições de contorno.
Trata-se de viga uma viga I duplamente simétrica, bi apoiada com contenção lateral e torcional nos extremos (μ=ϕ=0) e sujeita a um momento fletor constante no plano da alma (em torno do eixo x).
Nos apoios, a viga não tem restrição a empenamento da seção transversal. Neste caso, a solução exata (Timoshenko e Gere [4]) da equação diferencial de equilíbrio na posição deformada fornece o valor do momento fletor crítico:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l}\sqrt{EI_yGJ + \frac{\pi^2}{L^2}EI_yEC_{w.}} \quad (1)$$

Sendo:
l: comprimento da viga;
I_y: momento de inércia da seção em torno do eixo y;
J: constante de torção pura (Saint-Venant);
C_w: constante de empenamento;
G: módulo de deformação transversal ou módulo de cisalhamento.

Ainda a respeito da equação (1) pode-se identificar a rigidez à flexão lateral (EI_y), a flexão à torção (GJ e EC_w) da viga. Logo, nota-se que a FLT não é trivial no dimensionamento de vigas I que tem flexão em torno do eixo de menor inércia, pois estas apresentam grande rigidez para a torção e para a flexão lateral.
É válido salientar que o método acima descrito tem uma formulação rigorosa para a flambagem lateral, sendo este na mesma linha do trabalho do Pfeil [5]. Quanto as variáveis apresentadas no equacionamento do M_{cr}, J e C_w podem ser calculados da seguinte maneira para perfis de abas paralelas e com dois eixos de simetria (Figura 3):

$$J = \frac{1}{3}(2b_f t_f^3 + h_0 t_0^3) \quad (2)$$

$$C_w = (h - t_f)^2 \frac{I_y}{4} \quad (3)$$

Sendo:
b_f: largura da aba;
t_f: espessura da aba;
h: altura do perfil;
h_0: altura interna;
t_0: espessura da alma.

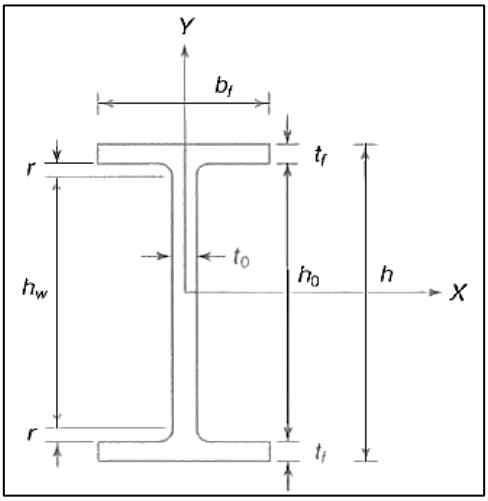


Figura 3: Representação esquemática de um perfil tipo I, e as respectivas siglas para cada dimensão (Pfeil e Pfeil [3])

Para vigas com momento fletor não-uniforme há ainda a multiplicação do momento fletor crítico calculado conforme equação (1) por um fator C_b, que permite majorar a resistência, pois é mais favorável a segurança um carregamento não-uniforme ao longo do vão do perfil ensaiado.

Para tal, leva-se em consideração que a dedução da equação (1) tem por condição inicial um momento constante em toda a viga sendo que "a situação mais desfavorável é aquela em que o momento fletor é constante ao longo da viga" (Silva *et al.* [6]) (Figura 4).

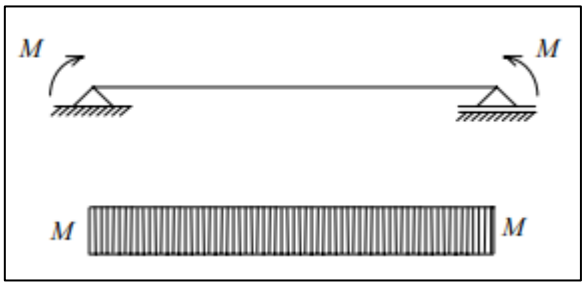


Figura 4: Situação de momento fletor mais desfavorável (Silva *et al.* [6])

Caso não seja uma distribuição uniforme, faz-se necessário calcular o coeficiente C_b majorando o momento fletor crítico que atua sobre a estrutura, pois este é um caso favorável quanto à ocorrência da FLT. Como já explicado anteriormente, conforme equação (4):

$$C_b = \frac{12{,}5M_{máx}}{2{,}5M_{máx}+3M_A+4M_B+3M_C} \leq 3{,}0 \quad (4)$$

$M_{máx}$ é expresso em termos de valores absolutos para o momento fletor máximo no trecho analisado da viga. M_A, M_B e M_C são momentos fletores que se encontram nas seções que distam $lb/4$, $lb/2$ e $3/4lb$ de um dos pontos de contenção lateral (apoios), respectivamente.

1.2 Resistência à Flexão de Vigas Tipo "I" com Dois Eixos de Simetria, Fletidas no Plano da Alma

Nesta seção será tratado o dimensionamento de acordo com a norma para o referido perfil, é válido ressaltar que a resistência à flexão para perfis simétricos flambando no plano da alma se dá pela equação (1), posteriormente o momento crítico é dividido pelo respectivo coeficiente de ponderação da resistência (Tabela 1), obtendo-se o momento nominal (M_n) conforme equação (5).

Tabela 1: Valores dos coeficientes de ponderação das resistências γa1 (ABNT NBR 8800:2008 [7])

Combinações	Aço estrutural [a] γ_a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

[a] Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

$$M_{d\,res} = \frac{M_n}{\gamma_{a1}} \quad (5)$$

Há uma relação de dependência entre o momento nominal resistente e o comprimento entre dois pontos de contenção lateral (l_b), observando a curva da variação do momento nominal (M_n) em vigas com flambagem lateral (Figura 5).

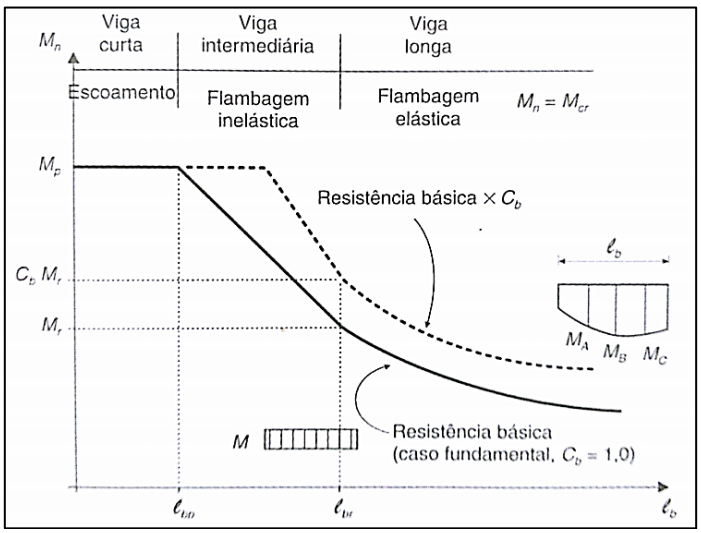


Figura 5: Variação do momento nominal de ruptura de vigas por flambagem lateral. No trecho inelástico a curva é substituída por uma reta (Pfeil e Pfeil [3])

Tal comportamento pode ser subdividido segundo Galambos [8] em três intervalos: (a) flambagem elástica, comum em vigas com grandes comprimentos destravados; (b) flambagem inelástica, quando a instabilidade ocorre depois que alguma parte da seção transversal tenha se plastificado, situação que se manifesta para comprimentos destravados intermediários; (c) comportamento plástico, quando o comprimento destravado é suficientemente pequeno para que a plastificação total da seção transversal ocorra antes de qualquer tipo de instabilidade.

1.2.1 Vigas intermediárias (flambagem inelástica)

A condição para uma viga ser considerada intermediária:

$$l_{bp} < l_b < l_{br} \quad (6)$$

Sendo:

$$l_{bp} = 1{,}76 i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (7)$$

$$l_{br} = \frac{\sqrt{I_y J}}{J\beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (8)$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{EJ} \quad (9)$$

E o momento nominal é obtido por interpolação:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{l_b - l_{bp}}{l_{br} - l_{bp}} \right] < M_p \quad (10)$$

M_r obtido através da equação (11):

$$M_r = W_x (f_y - \sigma_r) \quad (11)$$

E M_p obtido por:

$$M_p = Z f_y \quad (12)$$

Sendo que σ_r é a tensão residual, calculada por:

$$\sigma_r = 0{,}3 f_y \quad (13)$$

Significa que esta é na ordem de 30% da tensão de escoamento do aço utilizado.

1.3 Momento Resistente Nominal de Acordo Com a Norma Brasileira NBR 8800:2008

As condições de contorno para cálculo do momento nominal pela normativa brasileira já foram introduzidos previamente, porém cabe adicionar-se que não se leva em consideração a distorção da alma, pois a mesma não é significativa em vigas de alma cheia.
Paralelamente a isto, vale frisar que tal procedimento da ABNT NBR 8800:2008 leva aos mesmos resultados do procedimento da norma americana ANSI/AISC 360-05. Segundo Bezerra et al. [9] a norma brasileira trabalha com índice de confiabilidade em torno de 2,6 e despreza as imperfeições geométricas iniciais.
Entretanto, cabe-se observar que a norma ainda estabelece uma outra classificação, as vigas de alma não-esbelta, na qual se encontra o perfil ensaiado.

1.3.1 Momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 no anexo G, seção G.1 que discorre sobre as generalidades de vigas de alma não-esbelta, fica definido como tal vigas de seção U,H e I, cujas almas quando perpendiculares ao eixo de flexão, têm parâmetros de esbeltez λ inferior ou igual a λ_r (parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas), sendo estes parâmetros definidos na Tabela G.1 da referida norma, replicado na Tabela 2.
Para o estado-limite de FLT, o momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}) para vigas intermediárias pode ser dado por:

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}}\left[M_{pl} - \left(M_{pl} - M_r\right)\frac{\lambda-\lambda_p}{\lambda_r-\lambda_p}\right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, para\ \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (14)$$

Sendo:
λ_p: parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas;
M_{pl}: momento de plastificação;
M_{cr}: momento fletor crítico;

Fica assim, o processo de definição do momento fletor calculado por:

Tabela 2 – Equações para cálculo do momento fletor de cálculo, para o estado limite FLT. (ABNT NBR 8800:2008 [7])

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	b/t Ver Nota 8	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Portanto, como pode se notar, a tabela especifica o cálculo do parâmetro de esbeltez (Eq. 16) e do momento crítico (Eq.15) na Nota 1, sendo esses:

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2}\sqrt{\frac{C_w}{I_y}\left(1 + 0{,}039\frac{J L_b^2}{C_w}\right)} \quad (15)$$

$$\lambda_r = \frac{1{,}38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1}\sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (16)$$

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Composição da Mesa de Ensaio

2.1.1 vigas ensaiadas

A análise experimental do comportamento estrutural quanto à FLT, se dará por meio de ensaio laboratorial de perfis do tipo "I", que serão pormenorizados nesta seção.

Trata-se de elemento estrutural que compõe a mesa de ensaio, esta contempla: viga de reação, elementos de contenção, e viga ensaiada.

Compreendendo que a viga de reação possui um comprimento entre contenções de 2,60 m e comercialmente os elementos ensaiados são encontrados em barras de 6 m de comprimento, pode-se contabilizar duas vigas de ensaio por perfil adquirido.

Pensando em um número mínimo que permita uma amostragem aceitável do comportamento estrutural, e conhecendo algumas características acerca dos perfis a ensaiar e sintetizando todas essas informações (Tabela 3), é possível mensurar que se faz necessária a aquisição de duas barras de perfil "I".

Tabela 3: Características acerca dos perfis a serem ensaiados

PERFIL "I" 76,2x8,48				
Comp. Barra (m)	Comp. Viga Ensaiada (m)	Nº de Amostras/Barra	Aplicação da Carga	Nº Ensaios/Aplicação de Carga
6	3	2	1/2L	4

Logo, o ensaio será realizado com 4 vigas tipo I 76,2 X 8,48 com comprimento de 3 metros e a estas nomeou-se em ordem alfabética: viga A, B, C e D, com aplicação do carregamento pontual no meio do vão, ou seja, a 1,5 metros de uma das extremidades.

Portanto, faz-se necessário o conhecimento de algumas propriedades das vigas a ensaiar (Tabela 4), que são disponibilizadas nos catálogos dos revendedores, trazendo como valores aproximados os dispostos a seguir, dependendo de qual marca será adquirida.

Tabela 4: Síntese das características e propriedades geométricas do perfil "I" 76,2x8,48 (Gerdau [10])

Dimensão		Aba		Alma	Área	Peso	Eixo X-X			Eixo Y-Y		
		Largura	Espessura	Espessura			J	W	r	J	W	r
pol.	mm	mm	mm	mm	mm²	kg/m	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm
3"	76,20	59,18	6,60	4,32	1080	8,48	105,10	27,60	3,12	18,90	6,40	1,33

A deformação da viga sobre a qual será disposto o ensaio, não pode ser de uma magnitude relevante em comparação com a viga ensaiada, para eliminar a influência de tal característica os laboratórios dispõem de vigas de reação de grande inércia.

No ensaio aqui descrito, escolheu-se perfis de seções geométricas reduzidas em comparação à viga de reação para que houvesse uma diferença considerável (Tabela 5) entre as propriedades das mesmas, sendo o perfil duplo "I" utilizado como viga de reação, o suficiente para que não haja influência nos resultados esperados.

Tabela 5: Comparação de magnitude entre as propriedades das vigas que compõem a mesa de ensaio

	VIGA REAÇÃO [Duplo I]	PERFIL "I" [76,2x8,48]	V.R./"I"
Peso Nominal (kg/m)	37	8	4.6
Área (cm²)	47	11	4.3
Ix (cm^4)	1838	105	17.5
Iy (cm^4)	997	19	52.5

2.1.2 viga de reação

É composta por um perfil duplo "I" soldado de 6"x18,6 (Figura 6), que servirá como viga de reação, ou seja, é uma base que oferece rigidez suficiente para que o sistema resista aos carregamentos aplicados na viga ensaiada, sem deformar para não influenciar nos resultados do ensaio, tendo suas propriedades pormenorizadas na Tabela 6.

Figura 6: Perfil duplo "I" soldado.

Tabela 6: Características do perfil "I" 6"x18,6 (Gerdau [11])

Bitola	Peso	ALMA		MESA			EIXO X			EIXO Y			
	Nominal	d	t_w	b_f	t_f	area	I	W	r	I	W	r	r_t
pol	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm²	cm⁴	cm³	cm	cm⁴	cm³	cm	cm
6"	18,60	152,40	5,89	84,63	9,12	23,60	919,00	120,60	6,24	75,70	17,90	1,79	2,08

Em síntese, as características da viga de reação (perfil duplo) foram reunidas para melhor entendimento e clareza na Tabela 7, que segue:

Tabela 7: Propriedades do perfil duplo "I" utilizado como viga de reação.

Bitola	Bitola	Peso Nominal	Área	Inércia (Iy)	Inércia (Ix)
pol	*cm*	*kg/m*	*cm²*	*cm^4*	*cm^4*
6"	15.24	37.2	47.2	996.54	1838.00

2.1.3 apoio ideal

Para o cálculo da FLT, é considerado um comprimento "l_b", que é a distância entre os pontos de contenção para os perfis ensaiados, ou seja, é necessário travar os mesmos lateralmente para que sua torção e flambagem lateral no apoio sejam iguais a zero.

Segundo Araújo [12] "as suas extremidades são livres para girar em torno de dois eixos principais "x" e "y", mas a rotação da seção transversal em torno do eixo "z" é impedida" (Figura 7):

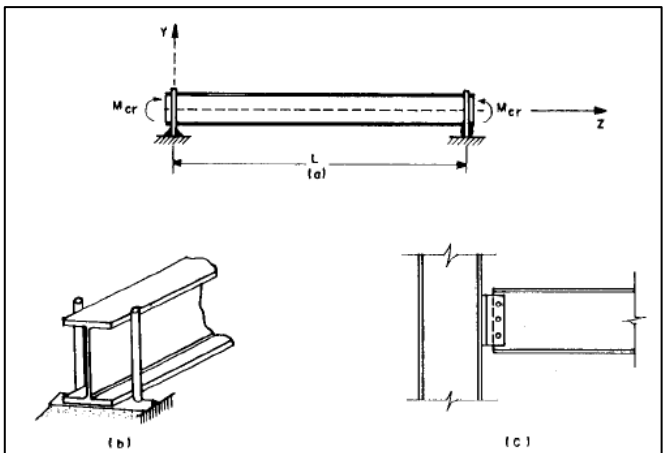


Figura 7: Representação esquemática do perfil a ensaiar e respectivos eixos, a) Viga "I"; b) Apoio Ideal; c) Apoio Real (Araújo [12])

Como a mecânica de ensaio foi definida para que houvesse uma colaboração da inércia da viga duplo "I" evitando que o sistema pudesse se deslocar durante o ensaio, necessitava-se de um apoio que envolvesse todas as vigas. Elaborando-se um sistema de abraçadeira roscável, envolvendo todo o sistema (Figura 8-a).

Este totalmente operacional, proporciona o travamento lateral da viga ensaiada, por meio da chapa metálica de travamento lateral (Figura 9), garantindo que se atendam as condições de contorno da Figura 7-b, descritas por Araújo [12].

Ainda de acordo com Bezerra [9] as condições de apoio influenciam de maneira significativa na capacidade resistente da viga pois "quanto mais deslocamentos forem impedidos, maior será a capacidade resistente da viga".

Os vínculos podem impedir todos os deslocamentos no que Bezerra [9] define como "vínculo engastado" ou restringir a translação lateral da seção da viga e seu empenamento, porém permitir a torção e sua rotação correspondente no denominado "vínculo de garfo" (Figura 8)

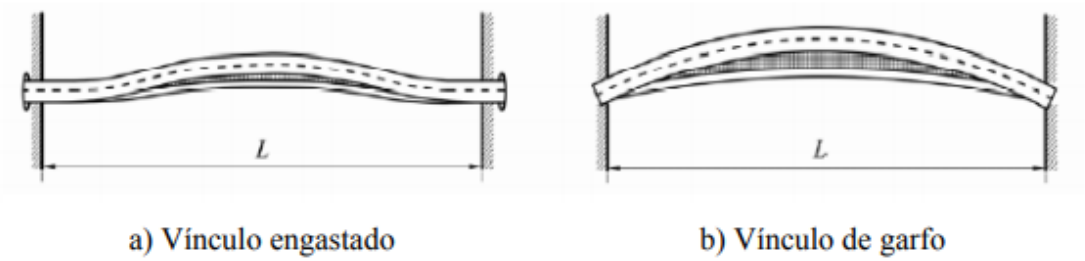


Figura 8: Modo de flambagem de uma viga de seção I (Bezerra [9]).

O apoio da viga de ensaio não foi do tipo rolete, visto que a viga de reação para o ensaio já tinha apoios do tipo perfil "I" (Figura 9.c), mantendo as condições de contorno propostas para um vínculo engastado, que permite concluir que a capacidade da viga pode ser aquém da calculada pelo método da ABNT NBR 8800:2008, caso o vínculo funcione como o planejado e as restrições sejam suficientes.

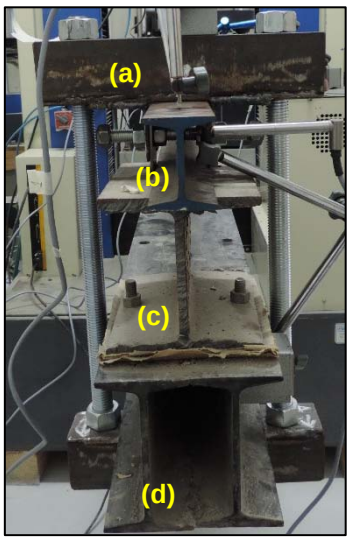


Figura 9: Apoio construído para utilização no ensaio mecânico, já instalado e pronto para iniciar a aplicação de carga.

Na concepção do mesmo têm-se duas cantoneiras 2.1/2 x 3/16 soldadas para que assim formassem uma geometria retangular vazada, estas foram alocadas no topo e na base do sistema formando uma espécie de abraçadeira que tinha seu torque ajustado por meio de barras roscadas de 1" 8 fios e porcas de mesmo diâmetro, conforme esquema da Figura 10.

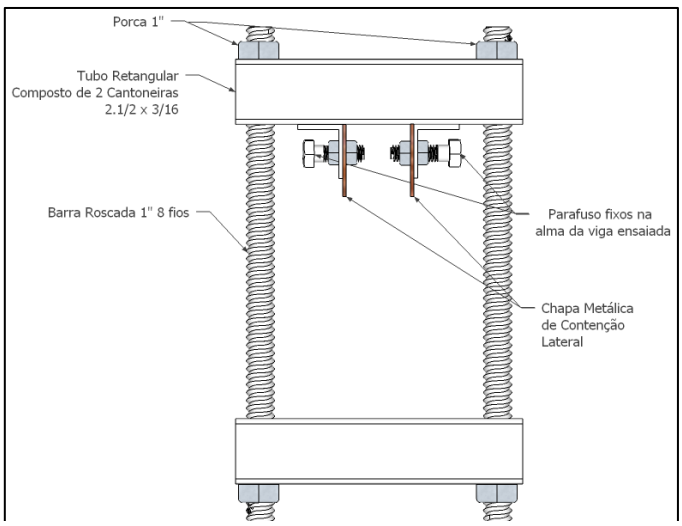


Figura 10: Croqui do apoio isolado sem as vigas, ilustrando a ideia de abraçadeira utilizada na mesa de ensaio.

2.2 Máquina de Ensaios Universais e Aplicação da Carga

O equipamento eletromecânico a ser utilizado na aplicação do carregamento nas vigas é a máquina de ensaios universais EMIC DL 20000, que possui capacidade máxima de 200 kN e é mostrado na Figura 11.

Figura 11: Máquina de ensaios universais EMIC DL 20000, com o pistão sobre o travessão.

As vigas são posicionadas diretamente abaixo do pistão que carrega a viga, porém como a mesma apresentará uma translação lateral (x) (Figura 8), deve-se impedir que o plano superior de aplicação da carga deforme excessivamente a ponto de perder contato com a área da célula de carga que está acima da aba/mesa da viga ensaiada.

Entretanto, experimentalmente notou-se que a translação da mesa superior da viga manteria o pistão sempre em contato com a mesma.

2.3 Aquisição de Dados

Denota-se que o esforço de flexão atuará nas vigas em torno do eixo “z” e do eixo “x” (Figura 7) e que em “x” a translação lateral teoricamente acontece no meio do vão, mas que por pequenos deslocamentos na aplicação da carga e ajuste da viga, pode vir a ocorrer em uma faixa maior na região central do vão.

Sabendo-se que tal translação nessa região central do vão pode vir a ocorrer para qualquer direção no sentido perpendicular ao plano da alma, há a necessidade de um cuidado quanto a aquisição de dados na viga, ajustando milimetricamente o sistema para que não haja interferência nos resultados e consequente desperdício do material a ser ensaiado.

O registro dos LVDT’s (Linear Variable Differential Transformer ou Transformador Diferencial Variável Linear) é processado no sistema de aquisição de dados SPIDER® 8 da HBM, utilizando o software CATMAN®, que recebe os dados dos LVDT’s medindo os deslocamentos que ocorrerão nos apoios e estes devem ser descontados posteriormente na análise dos resultados, assim como deve-se aferir a carga aplicada no elemento ensaiado.

Ou seja, se monitorará carregamentos aplicados, deslocamentos nos apoios e deslocamentos ao longo da viga.

2.3.1 deslocamentos na viga ensaiada

Conforme se inicia aplicação da carga a estrutura se arranja no sistema de apoios da viga de reação, para tal, há a necessidade de incluir dois LVDT's (Linear Variable Differential Transformer ou Transformador Diferencial Variável Linear) em cada apoio conectados ao HBM SPIDER® 8 e interligados ao software CATMAN®, sendo HBM a marca dos equipamentos utilizados, um paralelo ao plano da alma e outro transversal ao mesmo, conforme Figura 12.

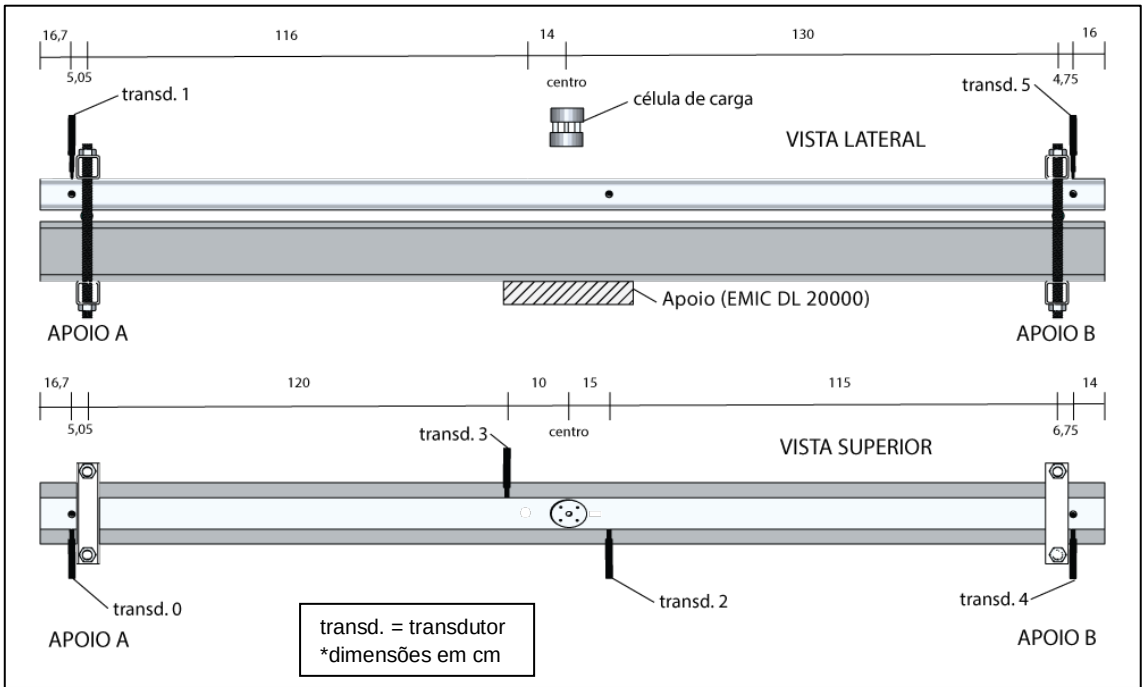


Figura 12: Disposição dos LVDT's e extensômetros ao longo da viga.

Não há uma regra que por si só venha a reger a distribuição do número de LVDT's, porém a importância da representatividade fiel do comportamento da estrutura exige LVDT's em pontos cruciais:

Pontos mais próximos possíveis do meio do vão (máxima translação e ponto de aplicação do carregamento); Nos apoios, para garantir a estabilidade do sistema e eliminar os deslocamentos iniciais de arranjo da viga ensaiada, eliminando a influência de tal no comportamento fiel da mesma.

Para evitar que o deslocamento excessivo modificasse os resultados finais, optou-se por fixar os LVDT's na estrutura da máquina de ensaios universais, e com auxílio de um fio de nylon fixo na mesa superior da viga e no núcleo móvel do LVDT, se evitou que o deslocamento vertical pudesse levar a mesa a movimentar o LVDT instalado em contato direto com a viga, inclinando-o (Figura 13).

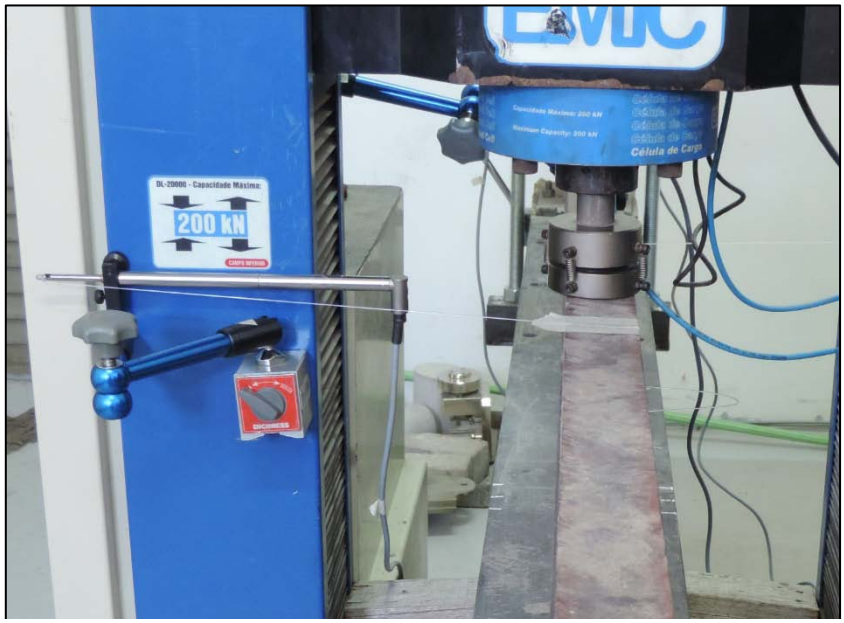


Figura 13: LVDT fixo na máquina de ensaios universais, com fio de nylon fixo à mesa superior da viga ensaiada.

Os deslocamentos medidos nos apoios permitirão descartar a influência de um possível deslocamento inicial da viga nos apoios (Figura 14), visto que inicialmente a viga deveria se deslocar na direção de aplicação da carga pelo núcleo móvel, ou seja, verticalmente.

Figura 14: LVDT fixo nos apoios, para medir deslocamentos iniciais da viga ensaiada.

Entretanto, ajustes iniciais podem ocorrer em outras direções nos apoios, para os quais os LVDT's 0, 1, 4 e 5 foram instalados determinando tais deslocamentos, os mesmos foram descontados dos resultados finais da translação da viga na região central.
Finalmente, pode-se sintetizar as características dos extensômetros elétricos utilizados no ensaio mecânico descrito, conforme Quadro 2.

Quadro 2: Características dos transdutores utilizados na realização do ensaio.

Região	Nº LVDT	Fabricante	Tipo
Apoio A	0	HBM	WA 10 mm
	1	HBM	WA 10 mm
Central	2	HBM	WA 50 mm
	3	HBM	WA 50 mm
Apoio B	4	HBM	WA 20 mm
	5	HBM	WA 20 mm

2.4 Processo de Carregamento

Como um perfil metálico não alcança a ruptura física, rompendo-se em duas partes, há de se carregar a mesma até a sua carga crítica obtida através do momento nominal para a seção ensaiada, que foi especificado por Timoshenko e Gere *apud* Pfeil e Pfeil [3] conforme equação (1).

Para posterior definição da flambagem no elemento em: elástica, inelástica ou plástica.

Calculou-se o momento nominal para o perfil "I", e com ajuda do FTool, foi determinado o carregamento previsto para que a viga ensaiada viesse a flambar, sendo "P" o carregamento que o pistão da prensa eletromecânica aplicará no perfil e será transmitido a viga em um ponto central.

Portanto, todos os ensaios foram contínuos na aplicação de carga e para tal definiu-se na máquina de ensaios universais uma velocidade de 1mm/min, no qual notou-se uma tendência no ensaio da viga A, o momento tendendo a estagnar em certo ponto e o deslocamento horizontal continuar aumentando, gerando uma reta praticamente paralela ao eixo "x" do gráfico.

Posteriormente, tal comportamento foi identificado para o gráfico força x deslocamento horizontal, definindo-se como critério de parada do ensaio uma força por volta de 22 kN que conforme observado era onde a força começava a variar em ritmo lento se comparado a variação no regime elástico e inelástico da viga.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Inicialmente, se calculou parâmetros da viga ensaiada, para que se definisse em qual patamar de escoamento ocorreria a flambagem lateral torcional. Para tal, utilizou-se informações previamente fornecidas pelo catálogo da fabricante do perfil I 76,2 x 8,48 elencados resumidamente na Tabela 8.

Tabela 8: Propriedades e características do perfil I 76,2 x 8,48

Perfil I 76,2 x 8,48

A_g	10,80 cm²
A_{alma}	1,36 cm²
A_{mesa}	4,04 cm²
b_f	5,918 cm
t_f	0,66 cm
h	7,62 cm
h_0	6,30 cm
t_0	0,432 cm
I_y	18,90 cm4
i_y	1,32 cm
W_x	27,60 cm³
W_y	6,40 cm³
J	1,30 cm4
C_w	228,89 cm6
Z	32,40 cm³

Somente o conhecimento de tais informações ainda não é o suficiente para determinar em que estado ocorre a flambagem, pois necessita-se o conhecimento de algumas características do material e outras definições (Tabela 9), encontradas na Norma Brasileira NBR8800:2008 e definidas pelas condições pré-determinadas do ensaio.

Tabela 9: Características do aço ASTM A36 e distância entre contraventamentos (ABNT NBR8800:2008 [7], adaptado)

Dist. entre pontos de contenção [ℓb](cm)	260
E (kN/cm²)	20000
Coef. Poison (v)	0,3
G (kN/cm²)	7700
fy (kN/cm²)	25
σr (kN/cm²)	7,5

3.1 Momento Resistente Nominal Vide Norma Brasileira NBR 8800:2008

A flambagem lateral com torção ocorre em regime elástico se o parâmetro de esbeltez da viga λ for maior que λ_r, sendo:

$$\lambda = \frac{L_b}{i_y} = \frac{260\ cm}{1{,}32\ cm} = 196{,}97 \quad (17)$$

Definida a esbeltez do perfil ensaiado, deve-se calcular o limite de esbeltez para seções esbeltas e semicompactas para definir em qual trecho se encaixa a esbeltez da viga. Mas primeiramente β_1, conforme equação (9):

$$\beta_1 = \frac{(25\ kN/cm^2 - 7{,}5\ kN/cm^2)\cdot 27{,}6\ cm^3}{20000\frac{kN}{cm^2}\cdot 1{,}3\ cm^4} = 0{,}0185 \quad (18)$$

Então, calcula-se λ_r, especificado na equação (16):

$$\lambda_r = \frac{1{,}38\sqrt{18{,}9\ cm^4 \cdot 1{,}3\ cm^4}}{1{,}32\ cm \cdot 1{,}3 cm^4 \cdot 0{,}0185}\sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27 \cdot 228{,}89\ cm^6 \cdot 0{,}0185^2}{18{,}9\ cm^4}}} = 308{,}84 \quad (19)$$

Para que o colapso venha a ocorrer por conta da plastificação total da seção transversal, tal viga seria compacta e necessitaria que o parâmetro de esbeltez λ fosse menor que o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas λ_p:

$$\lambda_p = 1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}76\sqrt{\frac{20000\ kN/cm^2}{25\ kN/cm^2}} = 49{,}78 \quad (20)$$

Logo a viga atende a condição de viga intermediária, ou semicompacta, com FLT ocorrendo no regime inelástico, sendo assim o momento fletor nominal característico (M_{Rk}) será definido pela equação (10), conforme anexo G, seção G.1 da NBR 8800:2008. Porém, como o carregamento não é constante ao longo do vão livre, antes deve-se calcular o coeficiente C_b (Equação 4):

Com ajuda do FTool, se analisou a viga com uma carga unitária (Figura 15) para determinação do valor de C_b, tal condição só é possível por conta do carregamento simétrico, e os momentos nos pontos determinados são ilustrados na Figura 16.

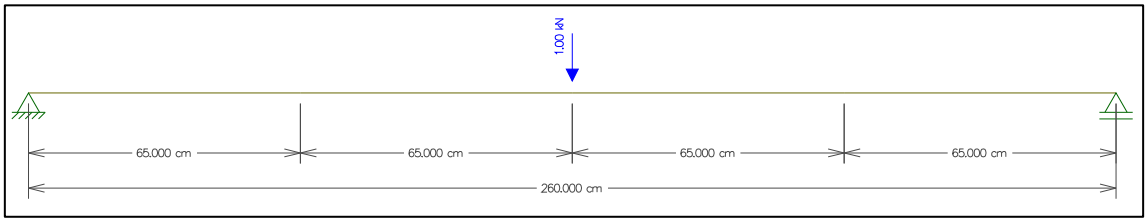


Figura 15: Viga desenhada no FTool, com carregamento unitário aplicado no meio do vão.

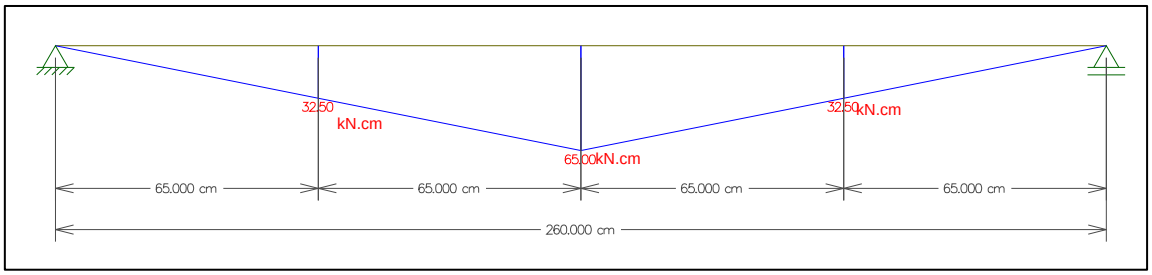


Figura 16: Viga desenhada no FTool, com respectivos momentos unitários para cálculo do C_b.

Ficando C_b igual a:

$$C_b = \frac{12{,}5 \cdot 65\ kN \cdot cm}{2{,}5 \cdot 65\ kN \cdot cm + 3 \cdot 32{,}5\ kN \cdot cm + 4 \cdot 65\ kN \cdot cm + 3 \cdot 32{,}5\ kN \cdot cm} \leq 3 \quad (21)$$

$$C_b = 1{,}316 \leq 3 \quad (22)$$

O fator multiplicador C_b aumenta o momento fletor limite para seções esbeltas (M_r) (Equação 11):

$$M_r = 483\ kN \cdot cm \quad (23)$$

Cabe aqui uma breve análise do comportamento esperado da viga à FLT, de acordo com Bezerra *et al.* [9] conforme Figura 17.

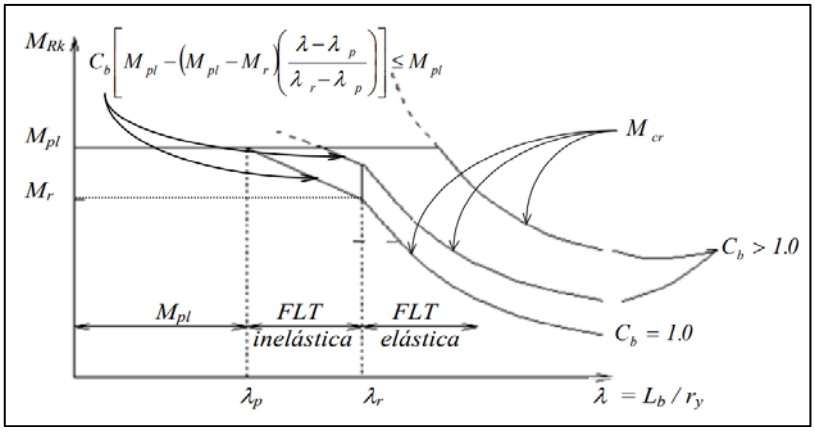


Figura 17: Comportamento da viga à FLT, momento nominal x parâmetros de esbeltez (BEZERRA *et al.* [8])

Olhando a Figura 17, pode-se identificar que o comportamento da viga quando a FLT é inelástica, corresponde a uma reta descendente, logo a equação para determinar o momento fletor nominal trata-se de uma interpolação definida pela equação (10).
Entretanto, não há interesse no momento fletor nominal de dimensionamento e sim no característico, e em um primeiro momento não multiplicaremos pelo C_b e não haverá minoração dos esforços, ficando:

$$M_{Rk} = 624{,}21\ kN \cdot cm \leq 810\ kN \cdot cm \quad (24)$$

Para a condição de carregamento constante com C_b=1, o momento fletor nominal atende à condição estipulada, ficando entre FLT elástica e M_{pl}, sendo assim a força na qual a flambagem ocorre para a viga ensaiada é igual a:

$$M = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{624{,}21\ kN \cdot cm \cdot 4}{260\ cm} \rightarrow P = 9{,}6\ kN \quad (25)$$

Entretanto, há a consideração e majoração do momento fletor nominal por conta da carga centrada no meio do vão, ou seja, carga pontual, e não uma carga constante durante toda a viga, ficando o momento M_{Rk} majorado da seguinte forma:

$$M_{Rk} = 624{,}21\ kN \cdot cm\ \cdot C_b \leq 810\ kN\ \rightarrow 624{,}21 \cdot 1{,}316 \leq 810\ kN \quad (26)$$

Calculando:

$$M_{Rk} = 821{,}46\ kN \cdot cm \leq 810\ kN \cdot cm \quad (27)$$

Portanto, fica definido o momento fletor nominal a se considerar para a viga ensaiada, no valor de $810\ kN \cdot cm$, visto que o momento de plastificação não pode ser ultrapassado.
Neste caso a força onde a ocorrência da flambagem é máxima seria:

$$M = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{810\ kN \cdot cm \cdot 4}{260\ cm} \rightarrow P = 12{,}4\ kN \quad (28)$$

Para efeito de comparação, cabe lembrar que a viga dispunha de LVDT's ao longo de seu comprimento, que nos permitiriam medir o deslocamento e comparar com as respostas obtidas pelo método de cálculo da ABNT NBR 8800:2008.

3.2 Gráfico Força x Deslocamento Horizontal

O gráfico força x deslocamento nos permite visualizar com qual carga inicia-se o comportamento de flambagem lateral da viga, conforme Gráficos 1 e 2.

Gráfico 1: Força x deslocamento horizontal, para viga A.

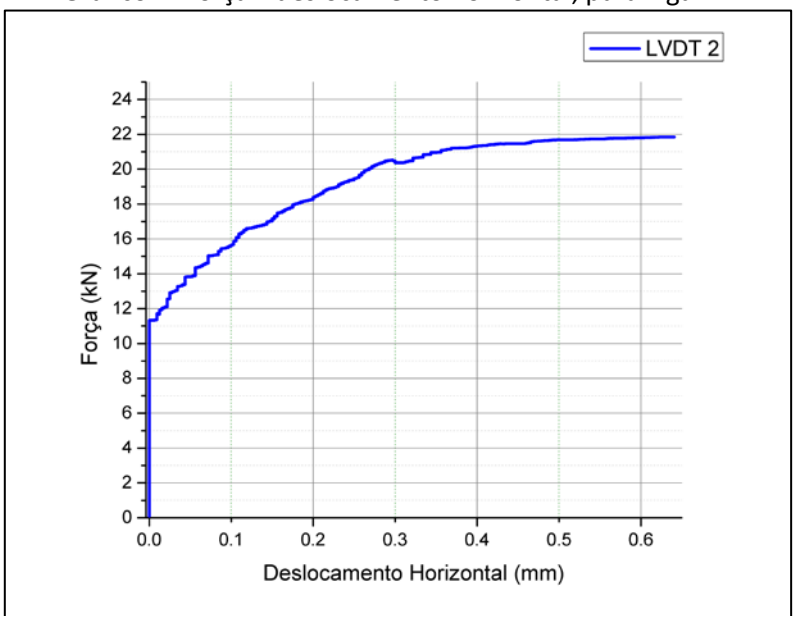
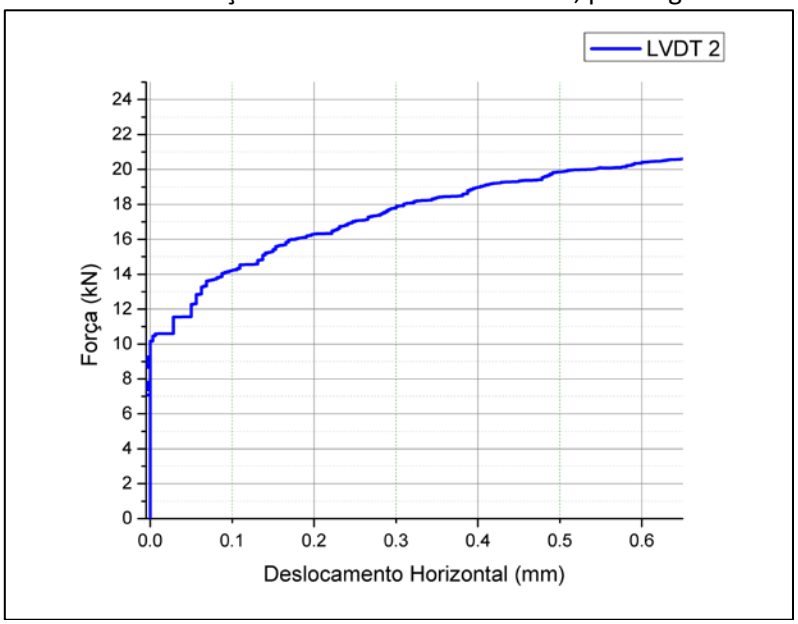


Gráfico 2: Força x deslocamento horizontal, para viga B.



É possível notar que a flambagem lateral torcional começa a ocorrer por volta de 11kN, lembrando que os momentos fletores característicos calculados foram os seguintes:

Tabela 8: Resumo dos momentos fletores característicos (M_{Rk}) calculados e respectivas cargas.

	Carga em x=1/2L	
C_b	1,0	1,316
M_{Rk}	624 kN*cm	820,52 kN*cm
P	9,6 kN	12,62 kN

A norma permite a majoração do carregamento desde que não ultrapasse o momento de plastificação no qual toda a seção escoa, o qual não pode ser analisado pelos métodos neste trabalho citados.
Portanto, o início da flambagem é próximo ao esforço esperado, calculado a partir do método numérico proposto pela ABNT NBR 8800:2008.
Cabe salientar, que as vigas C e D apresentaram uma leitura anômala para o deslocamento horizontal, portanto as mesmas foram ignoradas para análises envolvendo a leitura da flambagem lateral da viga em decorrência do deslocamento horizontal.
Tal registro anômalo pode ter sido ocasionado por uma sobrecarga no buffer do SPIDER® 8 que registra as leituras dos LVDT's ou uma possível incompatibilidade entre o sistema operacional instalado no computador conectado ao SPIDER® 8 e a melhor versão para execução do software CATMAN®, este melhor executado no Microsoft Windows XP®, porém a versão instalada nos computadores é Windows 10®.
Entretanto, a partir deste momento as vigas que melhor ilustram o comportamento das vigas em relação a FLT são as vigas A e B, que serão as estudadas nas demais análises quanto ao deslocamento lateral das mesmas e seus respectivos esforços.

3.3 Gráfico Momento Fletor x Deslocamento Horizontal

Conforme apresentado na Tabela 8, os momentos fletores nominais esperados para as vigas eram de 624 $kN \cdot cm$ para C_b=1 e 820,52 $kN \cdot cm$ para C_b=1,316, porém o momento fletor nominal não pode ultrapassar o momento de plastificação da seção transversal (M_{pl}), que tem o valor de $810\ kN \cdot cm$, os Gráficos 3 e 4 ilustram os momentos fletores para as vigas A e B.

Gráfico 3: Momento fletor x deslocamento horizontal, para viga A.

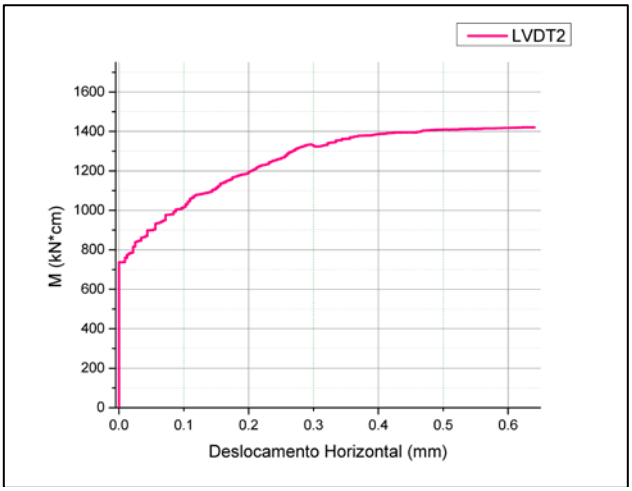
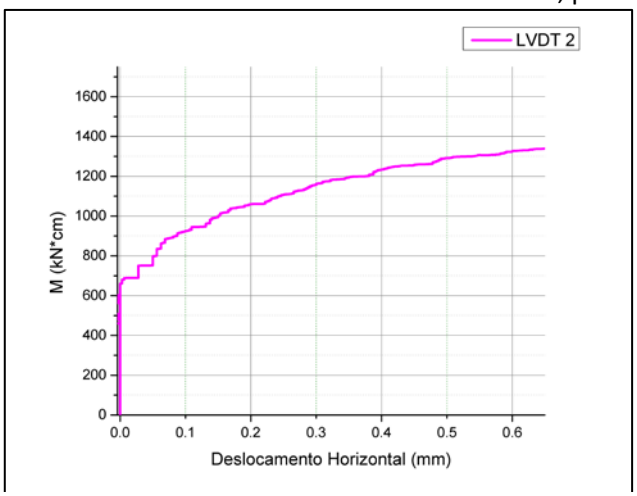


Gráfico 4: Momento fletor x deslocamento horizontal, para viga B.



Pode-se visualizar que o comportamento esperado para o método numérico normativo é que após o momento de plastificação, o deslocamento horizontal continue a aumentar e o momento aumente porém em ritmo menor até ter uma tendência de reta constante, comportamento observado para as duas curvas a partir de 1300 $kN \cdot cm$, o deslocamento horizontal é predominante frente ao momento que permanece com uma variação lenta e comportamento se aproximando a uma reta paralela ao eixo das ordenadas.
Aplicando a limitação imposta pelas equações (24) e (27), no qual o momento de plastificação é o limite de dimensionamento os gráficos ficariam da seguinte maneira:

Gráfico 5: Momento fletor x deslocamento horizontal, para viga A, com limite máximo igual o momento de plastificação.

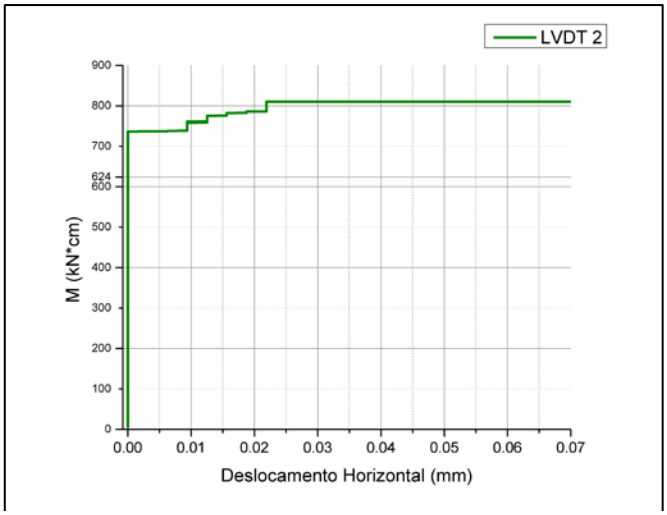
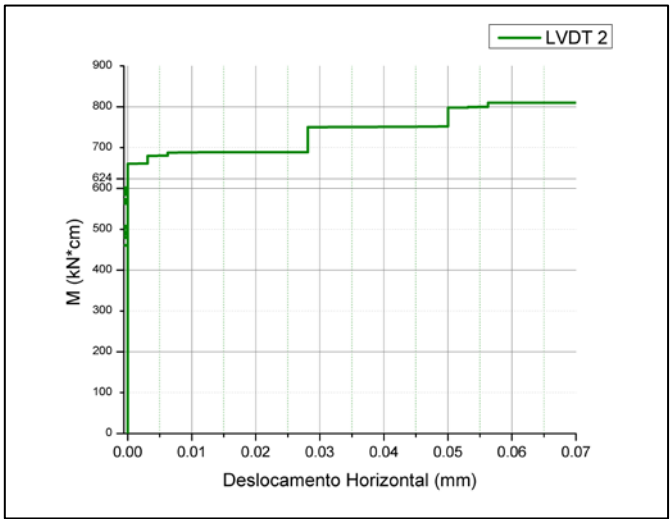


Gráfico 6: Momento fletor x deslocamento horizontal, para viga B, com limite máximo igual o momento de plastificação.



Limitando os valores dos momentos em 810 $kN \cdot cm$ que é o momento de plastificação obtiveram-se os Gráficos 5 e 6, que tem como momento fletor característico o ponto antes do deslocamento lateral em grande proporção para $C_b = 1$ e fica no limite para valor de C_b =1,316, mas tal teoria ignora que a resistência da viga I 76,2 x 8,48 graficamente vai até o momento de 1300 kN*cm, antes de deformar lateralmente predominantemente (Gráficos 3 e 4).

Entretanto, se observado os deslocamentos horizontais, levando em consideração que a viga resistiria a 1300 kN*cm, têm-se deslocamentos da ordem de 0,3 mm para viga A e 0,65 mm para viga B, que é imperceptível ao olho humano.

Ou seja, a diferença entre o momento característico nominal calculado, e o momento crítico apresentado pela viga ensaiada é de 208,3% para C_b =1, e de 160,5% para C_b =1,316, ou seja,

há uma margem de capacidade resistiva para ser utilizada na viga até a ocorrência do momento fletor crítico à FLT, entretanto, a FLT é analisada no regime elástico, pois sua distribuição de tensões no estado elasto-plástico e plástico tende a não se comportar conforme equações de Galambos [8] e Timoshenko e Gere [4], que levam em conta somente o comportamento linear elástico.
Outro detalhe importante é a diferença no deslocamento horizontal entre as vigas A e B, nota-se que a viga A tem um deslocamento menor antes de chegar a tensão de escoamento, em comparação à viga B. Tal comportamento pode-se explicar pelo encruamento da viga A, que foi a primeira a ser ensaiada, e alcançou o escoamento por duas vezes, na primeira aplicação de carregamento que foi pausada por conta de uma sobrecarga no hardware e consequente travamento do software CATMAN® necessitando reiniciar o ensaio e não possibilitando a recuperação dos dados, e uma segunda vez em que uma queda de energia no laboratório forçou o reinício do referido ensaio.

4 CONCLUSÃO

O ensaio das vigas realizado dispunha de uma série de condições de contorno a serem atendidas, em uma síntese geral, foram alcançados os resultados esperados para o comportamento das vigas, apesar de um apoio construído sem teste prévio pois a bibliografia apenas citava um vínculo de garfo ou engastado, mas por conta de a capacidade resistiva da viga não ultrapassar o calculado, pode-se concluir que os apoios não atenderam totalmente as restrições do vínculo engastado pois se o mesmo fosse contemplado teríamos uma capacidade resistiva aquém do calculado conforme Bezerra [9].
Em se tratando de comportamento elástico da viga, a normativa oferece método numérico eficiente para dimensionamento à FLT, conforme apresentado nos Gráficos 5 e 6, limitando ao momento de plastificação da seção.
Entretanto, fica a lacuna quanto ao comportamento elasto-plástico e plástico, no qual se enquadrou a viga I 76,2 x 8,48, visto que a mesma nos parâmetros de esbeltez se caracteriza como viga com ocorrência de FLT inelástica, a bibliografia não dispõe de ensaios práticos porém as simulações com uso do método dos elementos finitos nos permite concluir que a viga se comportou conforme o esperado, provando o valor das pesquisas prévias de FLT como a realizada por BEZERRA *et al.* [9] na Figura 17.
Há convergência de resultados com o previsto em norma, porém o tipo do apoio utilizado pode influenciar na capacidade resistiva e consequentemente no dimensionamento da viga, o que mostra a importância dos coeficientes de segurança da norma e do ensaio prático com outros tipos de apoios também, para comparação de resultados.
Graficamente falando os resultados foram satisfatórios, pois os momentos fletores característicos calculados com ajuda da ABNT NBR 8800:2008, explanados nas equações (24) e (27), são pontos que estão no limite da curva dos Gráficos 5 e 6, pontos estes antes da predominância de um deslocamento lateral em detrimento de um acréscimo no momento fletor reduzido, em comparação com a fase elástica, que é uma reta vertical onde o momento é predominante em detrimento ao deslocamento que se dá totalmente no plano de menor inércia, sendo nulo para o deslocamento horizontal.

Ou seja, o dimensionamento normativo foi eficiente e comprovado no ensaio prático, porém há a indagação de quanto se perde em capacidade resistiva da viga dentro do regime elasto-plástico e plástico, que poderia ser considerada para majorar a carga que o perfil resistiria sem vir a flambar.
Indubitavelmente, a FLT pode ser solucionada com o devido contraventamento, porém a engenharia trata-se de utilizar a capacidade resistiva possível de determinado material aliado a segurança, e só o fato de escoar a seção não reduziu a capacidade resistiva do perfil ensaiado que apresentou deslocamento lateral predominante acima do momento fletor de plastificação total da seção transversal.
Houveram falhas na programação inicial para execução dos ensaios, a maior delas fica por conta dos LVDT's que apresentaram comportamento inesperado para o deslocamento horizontal das vigas C e D, denotando a importância de ensaiar um número de corpos de prova acima do suficiente, pois transtornos podem vir a ocorrer.
Fica claro a complexidade de ensaiar vigas quanto a flambagem lateral torcional, o que em parte justifica a realização de trabalhos acadêmicos voltados a simulação do comportamento dos materiais com ajuda do método dos elementos finitos, o que torna também este trabalho um ponto inicial que tem diversas possibilidades a serem exploradas em trabalhos futuros.

Agradecimentos

Agradeço a empresa S.S. DE SOUSA COMÉRCIO LTDA – ME, pela doação dos perfis metálicos ensaiados, a Universidade Federal do Pampa na pessoa do diretor do campus prof. Dr. Roberlaine Jorge que viabilizou a logística para captarmos os perfis em Santa Maria-RS, ao Laboratório de Sistemas Mecânicos na pessoa do Prof. Dr. Gustavo Fuhr que mobilizou todo o aparato necessário a concepção das abraçadeiras de apoio necessárias ao ensaio, e também ao aluno Lucas Ramos que com sua prática em solda permitiu melhorias na concepção das abraçadeiras e sua construção.
Ademais, agradeço ao meu orientador Dr. Telmo Deifeld pelo apoio e instrução, ao Laboratório de Materiais de Construção Civil no qual foram realizados os ensaios pela estrutura disponibilizada.

REFERÊNCIAS

1 Fruchtengarten, J. Sobre o estudo da flambagem lateral de vigas de aço por meio da utilização de uma teoria não-linear geometricamente exata [Mestrado]. São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo; 2005.

2 Fakury, R.H.; Castro e Silva, A.L.R.; Silva, C.C. Influência da distorção da alma na flambagem lateral com torção de perfis I submetidos a momento constante e carga uniformemente distribuída. Construmetal, 2016 [acesso em: 01/05/2017]; volume 7: 14p. Disponível em URL: http://www.abcem.org.br/construmetal/downloads/apresentacao/9_INFLUENCIA-DA-DISTORCAO-DA-ALMA-NA-FLAMBAGEM-LATERAL.pdf.

3 Pfeil, W.; Pfeil, M. Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8 ed. Rio de Janeiro: LTC,2009.

4 Timoshenko, S.P.; Gere, J.M. Theory of Elastic Stability. 2nd. Ed. Engineering Societies Monographs, McGraw-Hill, New York, 1961.

5 Pfeil, W. Estruturas de Aço. 4 ed. Rio de Janeiro: LTC, vols. 1, 2 e 3. 1986.

6 Silva, A. L. R. d. C. e., Fakury, R. H., Lavall, A. C. C., & Batista, E. d. M. O método da energia aplicado à flambagem lateral com torção de vigas de aço [Mestrado]. Minas Gerais: Universidade Federal de Minas Gerais. 1996 [Acesso em: 08/05/2017]. Disponível em URL: http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/PASA-7Y7HUP/24.pdf.

7 ABNT NBR 8800:2008. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT); 2008.

8 Galambos, T.V., 1988 - Guide to stability design criteria for metal structures, 4th Ed., A. Wiley – Interscience. [S.l.].1988.

9 Bezerra, E. M.; Fakury, R. H.; Castro e Silva, A. L. R. e Caldas, R. B. Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas. Anais das XXXIV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, San Juan, Argentina, 2010.

10 Gerdau. Catálogo de Produtos. Edição do autor. 2017 [Acesso em:05/05/2017]. n.1: p.33. Disponível em URL: https://www.comercialgerdau.com.br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/catalogo-produtos-cg.pdf.

11 Gerdau. Catálogo Perfil I e U. Edição do autor. 2017 [Acesso em:05/05/2017]. n.1: p.2. Disponível em URL: https://www2.gerdau.com.br/download/file/323?download=323.

12 Araújo, E. C. de. Elementos de aço flexo-comprimidos [Mestrado]. São Carlos : Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Estruturas, Universidade de São Carlos. 1993 [acesso em: 06/06/2017]. 569p. Disponível em URL: http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1993ME_ErnaniCarlosdeAraujo_1.pdf.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA PARA O ANTEPROJETO DE PONTES EM SEÇÃO CAIXÃO MISTA DE AÇO E CONCRETO

Renato Silva Nicoletti[1]
Alex Sander Clemente de Souza[2]

Resumo
As pontes e viadutos são elementos essenciais na infraestrutura de transporte e no desenvolvimento econômico. No Brasil predominam as pontes em concreto armado e/ou protendido, contudo, devido ao desenvolvimento das cidades e a necessidade de sistemas com melhores valores no tripé custo-tempo-qualidade, as pontes em seção caixão mistas de aço e concreto têm despontado como soluções eficientes. Porém, a inexistência de normas técnicas nacionais sobre pontes mistas representa um empecilho ao seu desenvolvimento e utilização. Por esse motivo, foi desenvolvida uma planilha para o anteprojeto de pontes mistas em seção caixão, que permite definir facilmente a geometria da seção transversal da ponte em função do vão e de propriedades dos materiais para, em seguida, verificar a capacidade resistente dos elementos que a compõem, constituindo uma importante ferramenta de amparo ao projetista, que agiliza o pré-dimensionamento e fomenta sua tomada de decisões para o projeto final.

Palavras-chave: Pontes mistas de aço e concreto; Seção caixão; Anteprojeto

DEVELOPMENT OF TOOL FOR THE DESING FOR COMPOSITE BOX GIRDER BRIDGES

Abstract
Bridges and viaducts are essential elements in transport infrastructure and economic development. In Brazil, most bridges are in reinforced and/or prestressed concrete. However, due to the development of the cities and the need for systems with better values in the cost-time-quality tripod, bridges in composite box girder of steel and concrete have appeared as efficient solutions. Though, the absence of national technical standards on mixed bridges is an obstacle to their development and use. Therefore, a spreadsheet was developed for the composite box girder design, which allows the cross-sectional geometry of the bridge to be easily defined according to the span and properties of the materials to verify the resistant capacity of the elements, constituting an important tool of protection to the designer.

Keywords: Composite bridges of steel and concrete; Box section; Draft

[1] Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil na Linha de Pesquisa de Estudo e Desenvolvimento de Sistemas Estruturais pela Universidade Federal de São Carlos; Departamento de Engenharia Civil (DECiv), Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos, São Paulo, Brasil.
[2] Prof. Dr. do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil e da Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil (DECiv), Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), São Carlos, São Paulo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Pontes e viadutos são estruturas construídas para vencer obstáculos e permitir a continuidade de vias de comunicação, além disso, representam um papel fundamental na infraestrutura de transporte e no desenvolvimento econômico. Décadas atrás, a construção de pontes sujeitava-se às limitações tecnológicas e de conhecimento, sendo utilizados, predominantemente, o concreto armado e protendido. Porém, com o desenvolvimento das cidades e a necessidade de maiores vãos, rapidez e racionalização na construção, facilidade de manutenção, redução de custos e impactos ambientais, desenvolveram-se novos materiais e sistemas construtivos para atender essas demandas recentes. Neste contexto, as estruturas mistas de aço e concreto surgiram como forma de combinar o potencial de cada um dos materiais mais utilizados na construção civil, ou seja, o aço e o concreto. O comportamento e os critérios de análise e projeto de estruturas mistas tem sido amplamente estudado no Brasil nos últimos 20 anos: KOTINDA [1], NELSEN [2], SOUZA [3], PEREIRA & SOUZA [4] e De NARDIN, SOUZA & EL DEBS [5]. No entanto, as aplicações estão voltadas, predominantemente, para utilização em edifícios.

Na construção de edifícios, o uso dos elementos mistos de aço e concreto já é consagrado e consolidado no Brasil. Todavia, quando se trata de pontes, o potencial das estruturas mistas ainda é pouco explorado por diversos fatores como, por exemplo, a inexistência de normas técnicas, ferramentas de projeto e conhecimento técnico limitado.

Tratando-se de pontes mistas de aço e concreto para vãos pequenos a médio, o sistema estrutural mais comumente empregado é a ponte em viga mista de alma cheia ou treliçada. Porém, outra possibilidade que vem ganhando destaque com vantagens econômicas e construtivas são as pontes em seção caixão. A Figura 1 apresenta algumas tipologias de seções transversais bem como algumas características desse sistema.

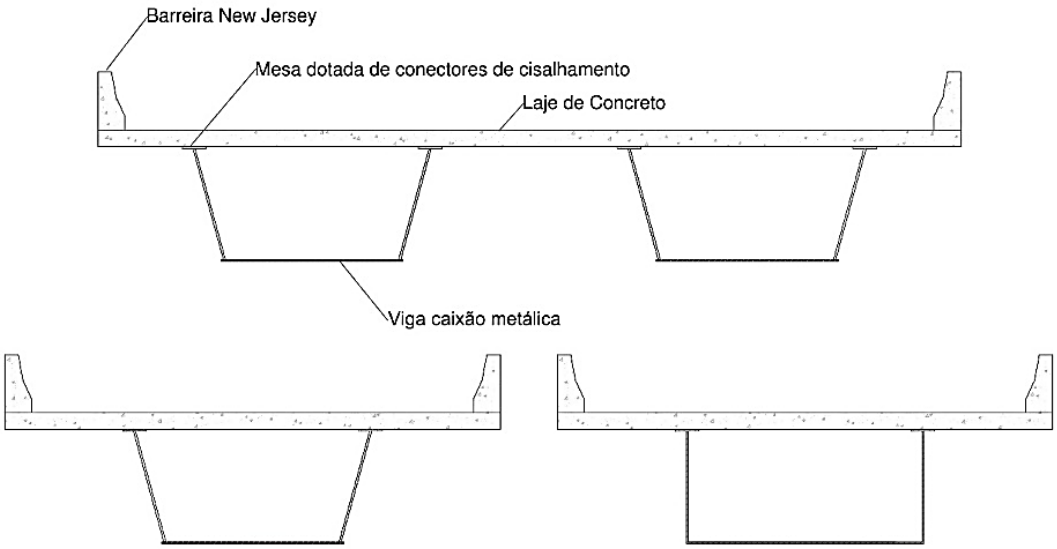


Figura 1. Exemplos de seção de pontes mistas em seção caixão

As pontes mistas de aço e concreto são caracterizadas pelo trabalho conjunto entre estes materiais, promovido por meio de ligações mecânicas entre a laje de concreto e a viga ou caixão metálico. Quanto à ligação mecânica entre os dois materiais, a mesma se dá por meio de conectores de cisalhamento, que garantem o melhor aproveitamento das características físicas de cada material, proporcionando rapidez, racionalização e flexibilidade no processo construtivo, com possibilidade de redução ou eliminação de formas e escoramento – Figura 2.

Figura 2. Etapas construtivas de ponte de seção caixão mista de aço e concreto.
Fonte: Linhares [6]

Apesar da inexistência de uma norma brasileira para projeto de pontes mistas, os critérios de dimensionamento de vigas e treliças mistas para pontes assemelham-se bastante àqueles utilizados para edifícios. Além disso, há uma maior predominância de literatura técnica específica para o tema, tanto em português como em línguas estrangeiras.
As pontes mistas em seção caixão são relativamente comuns em outros países e apresentam diversas vantagens em relação às pontes em vigas, como por exemplo, maior rigidez a torção, maior facilidade de manutenção, facilidade construtiva, melhor aspecto visual, sendo também mais eficientes em trechos curvos, em virtude da grande rigidez a torção que tal tipologia de seção possui por ser “fechada” (FARIA & PRAVIA [7]). Além disso, enrijecedores e chapas de reforço são posicionadas no interior do caixão aumentando a proteção contra corrosão.

As normas americanas AASHTO:2012 [8] e europeias EC - Parte 2:1994 [9] apresentam procedimentos de projeto para essa tipologia de pontes que podem ser adaptadas para as situações de projeto no Brasil, contribuindo para o desenvolvimento da norma brasileira de pontes rodoviárias mistas de aço e concreto, que se encontra em fase de consulta pública pela Associação Brasileira de Normas Técnicas.

No caso das pontes mistas de aço e concreto, a disponibilidade de bibliografia nacional é bastante restrita ou encontra-se desatualizada, destacando-se o trabalho de Pinho & Bellei [10] que apresenta um apanhado geral sobre tipologias e critérios de projeto com base em normas estrangeiras e os de Klinsky [11] e Orlando, Pravia & Drehmer [12], que trazem estudos mais aprofundados sobre o comportamento, análise e dimensionamento de pontes mistas de aço e concreto.

No que se refere a códigos de projeto, no Brasil, as principais normas existentes são as normas de ações em pontes ABNT NBR 7188:2013 [13], e a norma de dimensionamento de pontes em concreto armando e protendido ABNT NBR 7187:2003 [14], além das normas do DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. Para pontes metálicas e mistas, contudo, não existem normas nacionais, neste caso, recorre-se a normalizações estrangeiras, sendo que a mais utilizada é a norma americana AASHTO:2012 [8], na qual este trabalho se baseou.

Indubitavelmente, as soluções mistas de aço e concreto constituem uma tecnologia construtiva promissora. Assim, prescinde-se de investimento em pesquisas científica e tecnológica, ferramentas de projeto e transferência de conhecimento ao meio técnico para viabilizar esse sistema construtivo.

Neste contexto, apoderando-se das bibliografias existentes e de normas estrangeiras, elaborou-se uma ferramenta para o anteprojeto de pontes mistas em seção caixão no software Microsoft Office Excel que permite definir facilmente a geometria da seção transversal da ponte em função do vão e de propriedades dos materiais empregados para, em seguida, calcular a capacidade resistente dos elementos e verificar o atendimento aos estados limites aplicáveis.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Primeiramente fez-se uma síntese das recomendações da AASHTO:2012 [8] para o pré-dimensionamento geométrico do caixão. Na sequência, averiguou-se quais são as ações previstas pela ABNT 7187:2003 [14] para pontes e viadutos. Finalmente, programou-se tais dados em uma planilha no software Microsoft Office Excel, assim como as verificações de segurança da estrutura em Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

3.1 Pré-dimensionamento Geométrico

3.1.1 Simbologia

Na Figura 3 é possível visualizar todos os parâmetros geométricos necessários para a definição da seção transversal de pontes em seção caixão misto de aço e concreto.

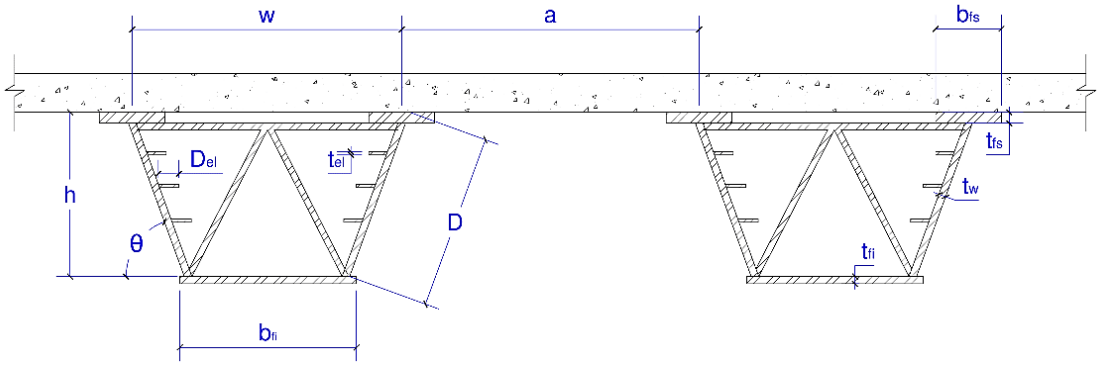


Figura 3. Representação das simbologias

O significado de cada variável da Figura 3 está exposto abaixo:

- L – Comprimento do vão da ponte;
- h – Altura da viga caixão;
- D – Comprimento da alma;
- θ – Inclinação da alma;
- t_w– Espessura da alma;
- b_{fs} – Largura do flange superior;
- w – Largura superior do caixão;
- b_{fi} = Largura da mesa inferior;
- t_{fs} – Espessura mínima do flange superior;
- t_{fi} – Espessura mínima da mesa inferior;
- a – Distância entre dois caixões paralelos;
- D_{et} - Espaçamento entre enrijecedores transversais;
- D_{el} - Espaçamento entre enrijecedores longitudinais;
- b_{te} - Largura de enrijecedores transversais;
- b_{tl} - Largura de enrijecedores longitudinais;
- t_{et} - Espessura de enrijecedores transversais;
- t_{el} - Espessura de enrijecedores longitudinais;
- E – Módulo de Elasticidade Longitudinal do Material.

3.1.1 Altura da viga

A altura da viga caixão é dependente do estudo de diversas alturas versus o menor peso e que atenda à todas as solicitações de desempenho e segurança. Conforme a literatura internacional, especialmente a publicação da NSBA:2012 [15], indica-se a relação de $\frac{L}{25}$, onde L é o vão da ponte.

Vale ressaltar que o mínimo recomendado para a altura do caixão, visando a manutenção, é 5 pés, o que equivale a 1,524 m.

3.1.2 Inclinação da alma

De acordo com o item 6.11.2.1..1. da AASHTO:2012 [8], a alma pode ser vertical ou inclinada. Para as últimas, determina-se uma inclinação máxima de 1:4, que equivale a um ângulo de $14{,}03°$. Desta forma, obtém-se a Equação (01).

$$\cos(\theta) = \frac{h}{D}, \qquad \theta_{máx} \leq 14{,}03° \qquad \theta\ [°] \qquad (01)$$

3.1.3 Espessura da alma

Ainda de acordo com a AASHTO:2012 [8], a esbeltez local da alma sem enrijecedores longitudinais tem seus limites fixados pela Equação (02).

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \qquad (02)$$

Por sua vez, a esbeltez local da alma com enrijecedores longitudinais tem seus limites determinados pela Equação (03).

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \qquad (03)$$

3.1.4 Largura e espessura da flange superior

Para determinar a largura do flange superior, tem-se a Equação (04).

$$b_{fs} \geq \frac{D}{6} \qquad (04)$$

Vale ressaltar que a AASHTO:2012 [8], em razão da construtibilidade e estabilidade da viga, recomenda a verificação evidenciada pela Equação (05).

$$b_{fs} \geq \frac{L_e}{85}, \qquad (05)$$

sendo L_e a distância entre as emendas.

A espessura mínima do flange superior é dada pela equação (06).

$$t_{fs} \geq 1{,}1 \cdot t_w \tag{06}$$

Novamente, em função da construtibilidade e estabilidade da viga a AASHTO:2012 [8] recomenda uma espessura mínima de 19 mm e que a condição da Equação (07).

$$\frac{b_{fs}}{2 \cdot t_{fs}} \leq 12 \tag{07}$$

3.1.5 Largura e espessura da mesa inferior

De acordo com a norma americana AASHTO:2012 [8], para os parâmetros da mesa inferior assume-se a Equação (08).

$$\frac{b_{fi}}{t_{fi}} \leq 120 \tag{08}$$

3.1.6 Configuração de caixões paralelos

Para soluções com caixões paralelos, a AASHTO:2012 [8] prescreve uma distância, a, específica entre dois caixões. Tal distância está evidenciada na Figura 4. Quanto ao balanço, este não deve exceder 60% da distância w, entre eixos das mesas.

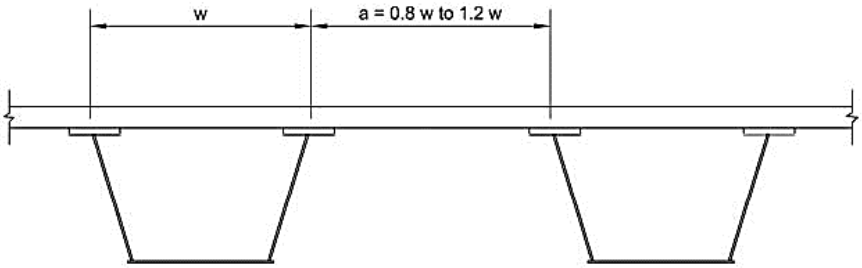


Figura 4. Proporções recomendadas para a configuração em caixão duplo
Fonte: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [2]

3.1.7 Diafragma

Nas vigas caixão fazem-se necessários diafragmas ao longo da seção transversal com a finalidade de controlar a distorção desta provocada por carregamentos torcionais. A AASHTO:2012 [8] determina que diafragmas e contenções laterais transversais sejam dispostos nos apoios extremos ou intermediários e distribuídos ao longo do vão. O espaçamento dos diafragmas pode ser de no máximo 12200 mm e deve-se respeitar a espessura mínima de 160 mm recomendada pela AASHTO:2012 [8].
Os diafragmas internos possuem diversas tipologias, contudo, na viga caixão, visando uma facilidade na manutenção e com o intuito de deixar livre para inspeção a parte interna do caixão, adota-se geralmente diafragmas do tipo K. A Figura 5 ilustra algumas tipologias de diafragmas.

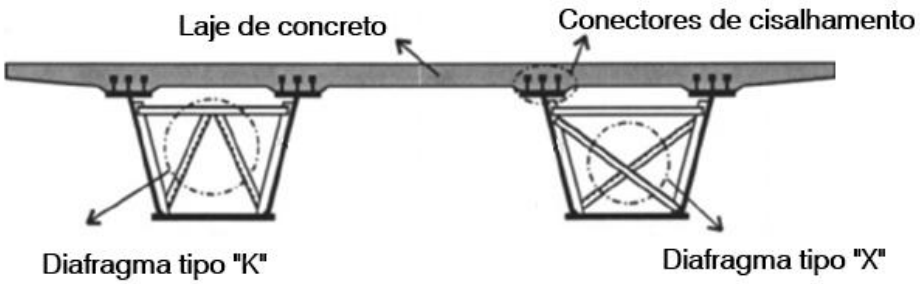


Figura 5. Tipologias de diafragmas comumente empregadas
Fonte: Adaptado de Kym; Yoo [16]

Para pontes que possuam mais de um caixão paralelo, devem ser previstos diafragmas externos que os liguem e garantam o seu trabalho conjunto. O espaçamento transversal destes não deve ser superior a 7600 mm.

3.1.8 Enrijecedores

Para resistir à forças e esforços que provocam a distorção da seção transversal, enrijecedores transversais e longitudinais tornam-se necessários. A Figura 6 evidencia seu posicionamento em um determinado caixão.

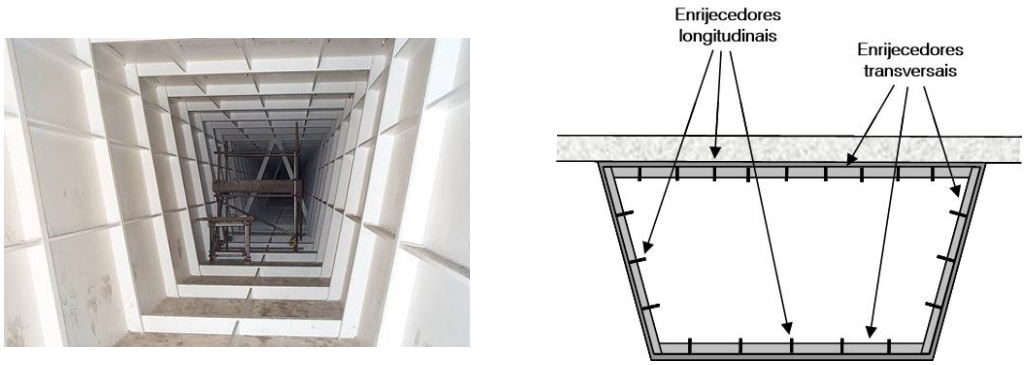


Figura 6. Caixão com enrijecedores transversais e longitudinais
Fonte: Adaptado de Steel Construction[1]

Para enrijecedores transversais, o espaçamento longitudinal transversal, D_{et} não deve ser superior a três vezes a largura superior do caixão. Ou seja, a equação (09) deve ser satisfeita.

$$D_{et} \leq 3 \cdot w \tag{09}$$

Além disso, a largura e a espessura, b_{te} e t_{et}, respectivamente, de cada enrijecedor transversal devem satisfazer as equações (10) e (11).

[1] Disponível em: < http://www.steelconstruction.info/Stiffeners> Acesso em 02 fev. 2019.

$$b_{te} \geq 2 + \frac{D}{30} \tag{10}$$

$$16\, t_{et} \geq b_{te} \geq \frac{b_f}{4} \tag{11}$$

Por sua vez, para enrijecedores longitudinais, a AASHTO:2012 [8] recomenda que o comprimento dos enrijecedores longitudinais, seja o máximo possível entre dois enrijecedores transversais. A largura e a espessura, b_{tl} e t_{el}, respectivamente, de enrijecedores longitudinais, devem estar de acordo com a equação (12).

$$b_{tl} \leq 0{,}48 \cdot t_{el} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}, \tag{12}$$

onde E é o Módulo de Elasticidade Longitudinal do Material e F_{ys} é a Resistência ao Escoamento Mínima do Enrijecedor.

3.1.9 Síntese do pré-dimensionamento de uma seção caixão

A Tabela 1 resume as recomendações para o pré-dimensionamento.

Tabela 1. Pré-dimensionamento de vigas caixões

Parâmetro	***Recomendação***	***Verificação***	***Referência***
$\boldsymbol{h}$	$\frac{L}{37} \leq h \leq \frac{L}{25}$	-	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition, 2012.
$\boldsymbol{D}$	$D = \frac{h}{\cos\theta}$	$\frac{D}{t_w} \leq 150$, sem enrijecedores	
		$\frac{D}{t_w} \leq 300$, com enrijecedores longitudinais	
$\boldsymbol{\theta}$	$\theta_{máx} \leq 14{,}03°$	-	
$\boldsymbol{b_{fs}}$	$b_{fs} \geq \frac{D}{6}$	$b_{fs} \geq \frac{L}{85}$ e $\frac{b_{fs}}{2\,.\,t_{fs}} \leq 12$	
$\boldsymbol{t_{fs}}$	$t_{fs} \geq 1{,}1.\, t_w$	$t_{fs_{min}} = 19{,}05\, mm$	
$\boldsymbol{b_{fi}}$	$\frac{b_{fi}}{t_{fi}} \leq 120$	-	
$\boldsymbol{t_{fi}}$		-	
$\boldsymbol{a}$	$0{,}8.\, w \leq a \leq 1{,}2.\, w$	-	
Diafragmas	Tipo K $e_{mín} = 16\, mm$ $d_{máx} = 12200\, mm$	-	
Enrijecedores Transversais	$D_{et} \leq 3 \cdot w$ $b_{te} \geq 2 + \frac{D}{30}$	$16\, t_{et} \geq b_{te} \geq \frac{bf}{4}$	
Enrijecedores Longitudinais	$D_{el} \leq 3 \cdot w$ $b_{tl} \leq 0{,}48 \cdot t_{el} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$	-	

3.1.10 Laje de concreto

Para a laje de concreto, usualmente utilizam-se lajes maciças, lajes com forma de aço incorporada ou pré-laje. O seu pré-dimensionamento independe da seção caixão e devem ser realizados com base em suas respectivas normas.

3.2 Processo de Dimensionamento

Após o pré-dimensionamento dos elementos, realiza-se o levantamento de ações na estrutura para efetivamente dimensionar as peças. Para tanto, deve-se verificar os conectores de cisalhamento quanto a fadiga e resistência última, calcular a capacidade resistente dos elementos e verificar a estrutura para Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço.

3.2.1 Ações

Nas ações considera-se a carga permanente, composta pelo peso próprio dos elementos estruturais e de outros materiais colocados sobre a ponte - tais como laje, estruturas de aço, pavimentação, guarda corpo, postes, canalizações, sinalizações, etc. -, sobrecargas e a carga móvel e seus coeficientes.

Adotando a carga móvel TB-450 da ABNT NBR-7188:2013 [13], faz-se importante realizar as combinações de carga segundo a ABNT NBR 8681:2003 [17]. Mais especificamente, tratando-se de pontes, deve-se considerar três casos:

1. Combinações Últimas Normais: considera as ações permanentes e a ação variável como ações principais levando em conta seus valores característicos. As ações secundárias, isto é, variáveis, entram na combinação com valor reduzir por um coeficiente ψ_0. A Equação (13) exibe tais combinações.

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \tag{13}$$

2. Combinações Quase Permanentes de Serviço: considera todas as ações variáveis com seus respectivos fatores quase permanentes ψ_2. A Equação (14) apresenta tais combinações.

$$F_{QP} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + \sum_{J=2}^{n} \psi_{2j} F_{Qj,k} \tag{14}$$

3. Combinações Frequentes de Serviço: fixa uma ação variável como principal e fator frequente ψ_1 enquanto as outras ações variáveis são ponderadas por ψ_2. A Equação (15) exibe tais combinações.

$$F_{Freq} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{J=2}^{n} \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (15)$$

Em que:

- $\gamma_{g1} = 1{,}25$ para o peso próprio de elementos de aço;
- $\gamma_{g2} = 1{,}30$ para as lajes;
- $\gamma_{g3} = 1{,}40$ para quaisquer outros elementos construtivos industrializados adicionados *in loco*;
- γ_q é igual a 1,50 para ações variáveis em geral e 1,40 para ações de vento;
- ψ_0 é igual a 0,7 para cargas rodoviárias e 0,6 para cargas de vento;
- ψ_1 é igual a 0,5 para cargas rodoviárias e 0,3 para cargas de vento;
- ψ_2 é igual a 0,3 para cargas rodoviárias e 0 para cargas de vento.

Fundamentando-se em tais combinações, calcula-se o momento fletor solicitante de cálculo (M_{sd}), o esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}), e o momento torsor solicitante de cálculo (T_{sd}).

3.2.2 Conectores de Cisalhamento

A ABNT NBR 8800:2008 [18] apresenta o dimensionamento de conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (*stud bolt*) e para perfil "U". Os mesmos devem ser calculados para a fadiga e verificados pela resistência última para a situação de interação total entre aço e concreto.

3.2.3 Capacidade Resistente

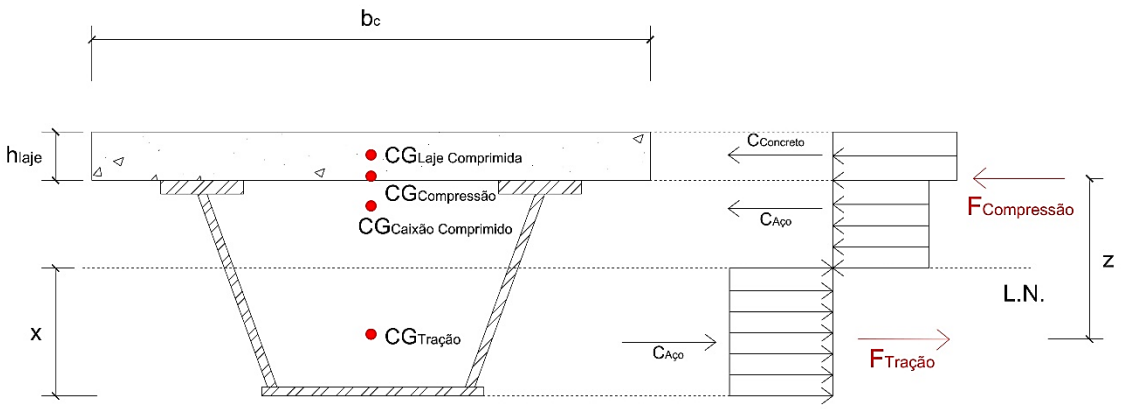
A seção mista tem capacidade resistente verificada para os estados limites últimos relacionados a flexão, torção e cortante. Para verificar a capacidade resistente à flexão dos elementos que compõe a viga caixão mista considera-se o equilíbrio de forças na seção mista totalmente plastificada. O esforço cortante na seção é resistido somente pela alma, admitindo a possibilidade de plastificação e/ou instabilidade considerando a presença de enrijecedores longitudinais e transversais. As tensões de cisalhamento por torção foram determinadas através da analogia de membrana. A Tabela 2 apresenta o resumo do equacionamento para determinação da resistência à força cortante.

Tabela 2. Cálculo da resistência ao esforço cortante

$\boldsymbol{V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y}$ $\lambda = \frac{h}{t_w}$ $\lambda_p = 1{,}10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}}$ $\lambda_r = 1{,}37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}}$ $\begin{cases} \boldsymbol{\lambda \leq \lambda_p \Rightarrow V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{1,1}} \\ \boldsymbol{\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \Rightarrow V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{1,1}} \\ \boldsymbol{\lambda > \lambda_r \Rightarrow V_{Rd} = 1,24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{1,1}} \end{cases}$	• $\boldsymbol{A_w}$ – Área efetiva de cisalhamento; • $\boldsymbol{f_y}$ – Resistência característica de escoamento do aço; • $\boldsymbol{a}$ – Distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores; • $\boldsymbol{h}$ – Altura da seção transversal; • $\boldsymbol{t_w}$ – Espessura das almas. • $k_v = \begin{cases} 5,0 \text{ para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2}, \text{ para demais casos} \end{cases}$.

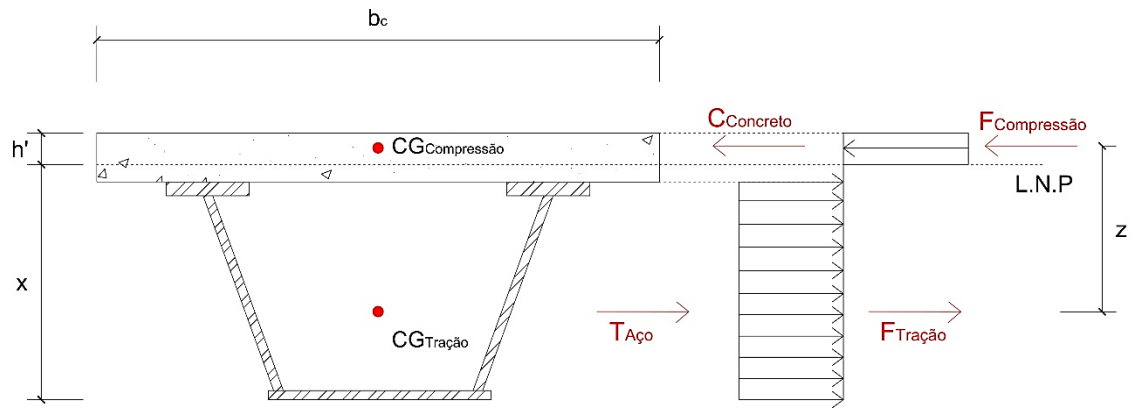
No cálculo da resistência à flexão, as forças na laje e no caixão dificilmente serão apenas de compressão e tração, respectivamente, ou seja, é incomum ter a linha neutra cortando a intersecção entre esses elementos. Em estruturas usuais, as dimensões do caixão são consideravelmente maiores que a parcela do tabuleiro e, em consequência, a grande maioria das seções tem a linha neutra localizada na viga caixão. Assim, o problema se resume em determinar a altura da linha neutra em relação à base inferior do caixão, que se dá escrevendo as áreas do caixão abaixo e acima da linha neutra em função da mesma e impondo a condição de equilíbrio entre as forças nas duas partes do caixão com a força de compressão na laje.
Uma vez definida a posição da linha neutra, calcula-se as forças de compressão e tração no caixão metálico. Daí, para determinar o momento fletor resistente, basca realizar o somatório do produto das forças de compressão (da laje e da viga) pelas suas respectivas distâncias ao centro de aplicação da carga de tração. Na Tabela 3 consta de forma resumida o equacionamento para determinação da resistência ao momento fletor na situação em que a linha neutra plástica (L.N.P) se encontra no caixão e na Tabela 4 para quando a L.N.P encontra-se na laje.

Tabela 3. Resistência ao momento fletor – LNP no caixão metálico



$$C_{Aço} = A'_s \cdot f_{yd}$$ $$T_{Aço} = A_s \cdot f_{yd}$$ $$C_{Concreto} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_c \cdot h_{laje}$$ $$M_{Rd} = F_{Tração} \cdot z = F_{Compessão} \cdot z$$	• $C_{Concreto}$ – Força de compressão na laje de concreto; • $C_{Aço}$ – Força de compressão na viga caixão metálica; • $T_{Aço}$ – Força de tração na viga caixão metálica; • z – Distância entre os pontos de aplicação da resultante de tração e de compressão; • f_{cd} – Resistência de cálculo do concreto à compressão; • h_{laje} – Altura da laje; • A_s – Área de aço do caixão abaixo da linha neutra plástica; • A'_s – Área de aço do caixão acima da linha neutra plástica; • f_{yd} – Resistência de cálculo do aço à tração; • b_c – Largura efetiva de cálculo da laje, calculada com base nas expressões utilizadas para vigas tipo "I" pela AASHTO:2012 [2].

Tabela 4. Resistência ao momento fletor – LNP na laje de concreto



$$T_{Aço} = A_s \cdot f_{yd}$$ $$C_{Concreto} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_c \cdot h'$$ $$M_{Rd} = F_{Tração} \cdot z = F_{Compressão} \cdot z$$	• $C_{Concreto}$ – Força de compressão na laje de concreto; • $T_{Aço}$ – Força de tração na viga caixão metálica; • z – Distância entre os pontos de aplicação da resultante de tração e de compressão; • f_{cd} – Resistência de cálculo do concreto à compressão; • h' – Altura da laje comprimida; • h_{laje} – Altura da laje; • A_s – Área de aço do caixão; • f_{yd} – Resistência de cálculo do aço à tração; • b_c – Largura efetiva de cálculo da laje, calculada com base nas expressões utilizadas para vigas tipo "I" pela AASHTO:2012 [2].

Convém ressaltar que não há normas técnicas nacionais nem internacionais que indiquem qual a parcela do tabuleiro que contribui para a resistência da seção mista, ou seja, sobre qual é a largura efetiva de cálculo da laje. Por essa razão, empregou-se as expressões existentes para vigas do tipo "I".

3.2.4 Verificação – Estado Limite Último

No presente trabalho, considerou-se construção escorada e que a vinculação da viga seja apoiada. Neste caso, basta verificar a resistência da seção mista.
Após o pré-dimensionamento da seção e o cálculo dos esforços solicitantes (M_{sd}, V_{sd} e T_{sd}) e dos resistentes (M_{Rd}, V_{Rd} e T_{Rd}), é imprescindível que tais esforços sejam comparados a fim de verificar a segurança da estrutura no Estado Limite Último e aceitar ou não os parâmetros adotados no pré-dimensionamento. O Conjunto de Inequações (16) expõe como se dá tal comparação.

$$\begin{cases} M_{sd} \leq M_{Rd} \\ V_{Sd} \leq V_{Rd} \\ T_{Sd} \leq T_{Rd} \end{cases} \tag{16}$$

Se as relações forem satisfeitas, aceita-se o pré-dimensionamento realizado. Caso contrário, a determinação das propriedades da seção deve ser feita novamente e, com isso, se obterá novos valores de esforços solicitantes e resistentes.

3.2.4 Verificação – Estado Limite de Serviço

Para a verificação do Estado Limite de Serviço deve-se ter em mente que a flecha máxima considerando a carga móvel com impacto não deve exceder a $\frac{L}{800}$ em áreas urbanas, ou $\frac{L}{1000}$ nos casos em que for utilizada por pedestres. No presente trabalho considera-se a primeira situação – vide Equação (17).

$$\delta < \frac{L}{800}, \tag{17}$$

em que δ é a flecha máxima devido a carga móvel com impacto e L é o vão da ponte.

Usualmente, devido à complexidade do carregamento, a flecha é calculada em algum software estrutural. Contudo, para o cálculo manual, uma boa aproximação consiste em uniformizar o carregamento em uma carga distribuída e calcular a flecha por meio da Equação (18).

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI_{tr}}, \tag{18}$$

onde:

- q é o carregamento uniformemente distribuído;
- L o comprimento do vão;
- E o módulo de elasticidade longitudinal do aço;
- I_{tr} a inércia calculada no centro geométrico da seção homogeneizada (transformada).

Para obter a seção homogeneizada calcula-se uma razão modular, α_E, que consiste no quociente entre os módulos de elasticidade dos materiais e multiplica-se as dimensões do material transformado por tal razão, obtendo, dessa forma, uma seção com material uniforme. Para transformar a seção mista numa seção uniforme de aço, sendo E_c e E_s o módulo de elasticidade longitudinal do concreto e do aço, respectivamente, a razão modular é dada pela Equação (19).

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} \tag{19}$$

Daí a largura efetiva transformada é calculada mediante a Equação (20).

$$b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E} \tag{20}$$

A Figura 7 apresenta a seção transformada.

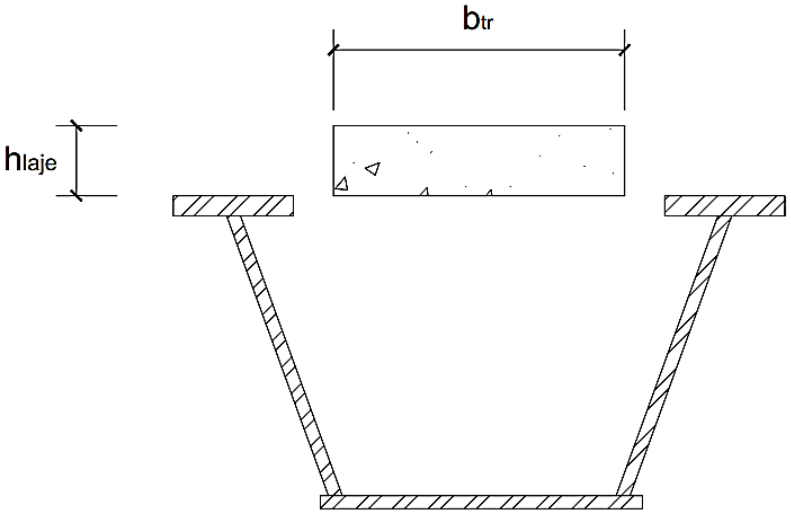


Figura 7. Seção mista homogeneizada

No presente trabalho os outros Estados Limites de Serviços não foram contemplados – como, por exemplo, vibração e fadiga – pois trata-se de uma ferramenta para o pré-dimensionamento.

4 RESULTADOS

Na ferramenta de anteprojeto desenvolvida, o usuário deverá fornecer o vão a vencer, as características físicas dos materiais e os esforços solicitantes. A planilha calculará todos os parâmetros geométricos e caberá ao projetista apenas adotar valores com dimensões construtivas. Feito isso, os esforços resistentes, o dimensionamento de conectores e todas as verificações necessárias serão calculados. A planilha determinará ainda uma lista com a quantidade de aço e concreto consumida visando auxiliar no planejamento da obra. No caso de alguma verificação não ser atendida, a planilha atuará de forma interativa informando ao usuário quais parâmetros devem ser alterados para obter-se um correto e seguro dimensionamento. Na *layer* principal da planilha, é necessário escolher entre seções transversais de caixão único ou com duplo caixão. Além disso, também está presente um botão Ajuda para operar a ferramenta – Figura 8.

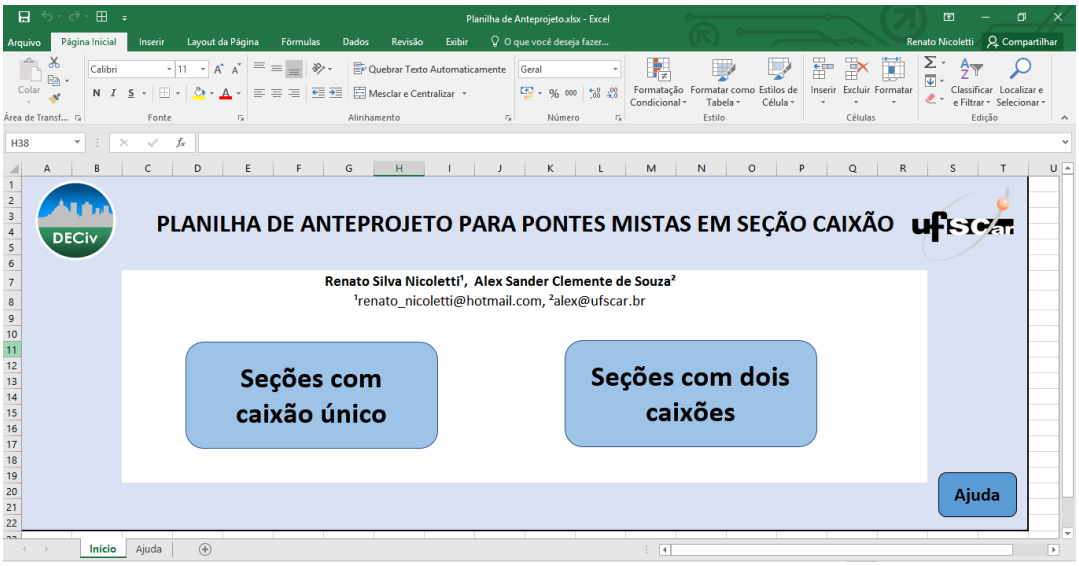


Figura 8. *Layer* principal da planilha de anteprojeto

As Figuras 9 e 10 exibem a interface da planilha para a execução, respectivamente, do pré-dimensionamento geométrico do caixão e da análise dos esforços. As células com fundo em amarelo são aquelas que devem ter seus dados fornecidos ou adotados pelo projetista, enquanto que as verdes são aquelas que são calculadas com base nas amarelas.

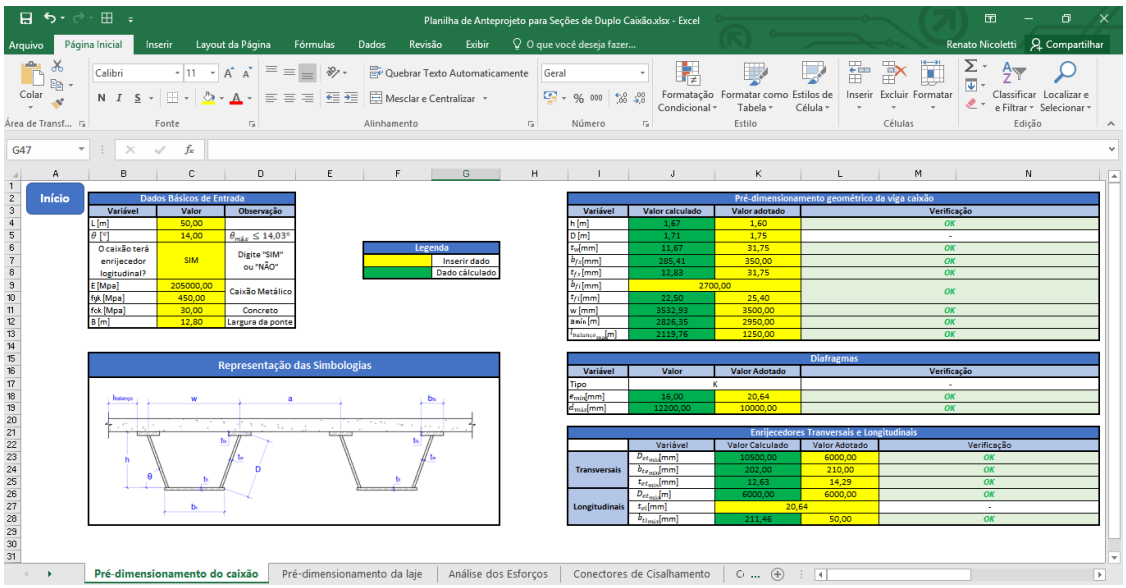


Figura 9. *Layer* do pré-dimensionamento geométrico da viga caixão

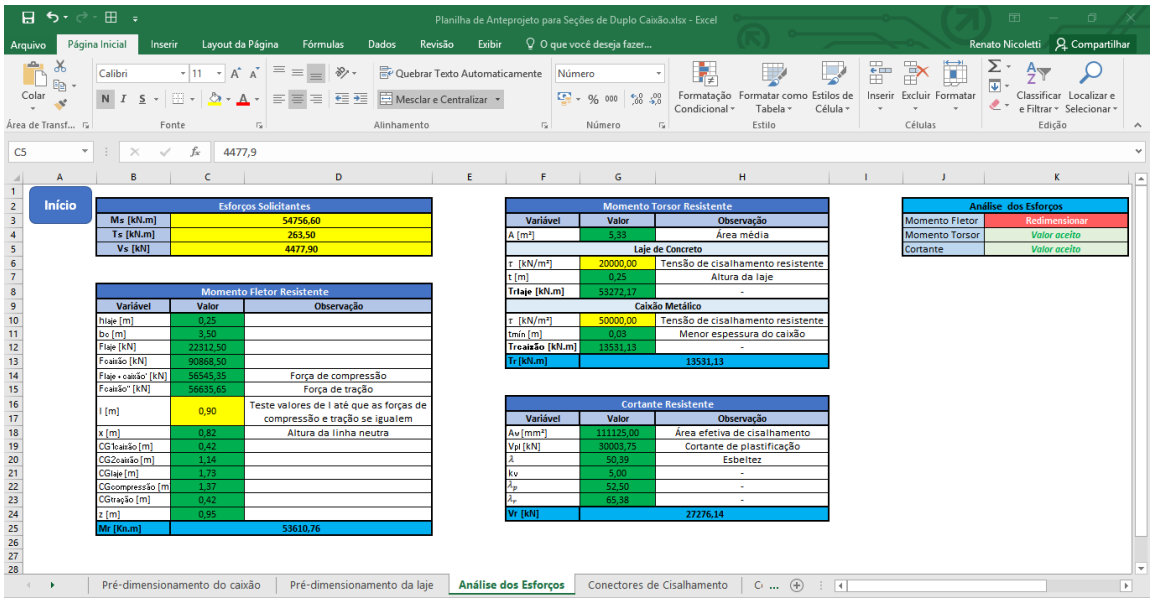


Figura 10. *Layer* da verificação em Estado Limite Último

Além das *layers* apresentadas, estão disponíveis também planilhas para a realização do pré-dimensionamento da laje e dos conectores de cisalhamento, para a verificação da estrutura ao Estado Limite de Serviço e para o cálculo do consumo de materiais.

5 CONCLUSÃO

O sistema estrutural de pontes mistas em seção caixão oferecem vantagens sobre outros tipos de superestruturas em termos de vão livre, rigidez, durabilidade e manutenções futuras, constituindo uma ótima solução quando necessita-se de agilidade na construção.
Contudo, devido à inexistência de uma norma brasileira para projeto de pontes mistas, bem como da baixa quantidade de material deste tema na literatura, recorre-se as normas americanas AASHTO:2012 [8], que apresentam procedimentos de projeto para essa tipologia de pontes que podem ser adaptadas para as situações de projeto no Brasil.
Entretanto, a ausência de um material específico para o tema faz com que o pré-dimensionamento, bem como suas verificações, seja um processo custoso. Neste contexto, a ferramenta de anteprojeto torna-se de grande importância, visto que permite um pré-dimensionamento com rapidez e segurança, auxiliando o projetista e fomentando sua tomada de decisões para o projeto final.

Agradecimentos

Os autores agradecem à organização do evento e ao CNPq, pela bolsa, modalidade PIBIT, processo 119996/2016-2 e à toda comissão envolvida na organização do 8º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica (CONSTRUMETAL 2019) pela oportunidade de divulgar o trabalho.

REFERÊNCIAS

[1] KOTINDA T. I.. Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga. 2006. 121p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos.
[2] NELSEN, A. C. H.; SOUZA, A. S. C. Vigas Mistas de Aço e Concreto com Protensão Externa: Conceitos e Aplicações. Anais do Construmetal, São Paulo, 2012.
[3] SOUZA, V. J. L. Contribuição ao projeto e dimensionamento da superestrutura de pontes rodoviárias em vigas mistas de aço e concreto. 2006. 133p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 2006.
[4] PEREIRA, M. F.; SOUZA, A. S. C. Análise comparativa de soluções de pilares para galpões: pilar de aço x pilar misto de aço e concreto. In: Encontro Tecnológico de Engenharia Civil e Arquitetura, 2011, Maringá. Caderno de Resumos - ENTECA. Maringá, 2011. v. 1. p. 1-10.
[5] DE NARDIN, S. ; SOUZA, A. S. C. ; EL DEBS, A. L.. Comportamento conjunto em elementos mistos de aço e concreto: dispositivos mecânicos. In: Congresso Latino Americano da Construção Metálica, 2008, São Paulo. Congresso Latino Americano de Construção Metálica - Construmetal 2008, 2008.
[6] LINHARES. B. T. Análise de pontes em estruturas mistas de aço- análise de pontes em estruturas mistas de aço. 2015. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2015.
[7] FARIA, H. D. P.; PRAVIA, Z. M. C. Metodologia de Cálculo de uma Ponte em Caixão Metálico com Laje em Concreto Armado Conforme AASHTO LRFD BRIDGE 2012. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas; 2014 Mai 21-23; Rio de Janeiro. 2014.
[8] AASHTO (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington, DC.
[9] EN 1994-2: 1994. *Design of composite steel and concrete structures: general rules and rules for bridges. EUROCODE 4, European Committee for Standardization*, 1994.
[10] PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. Pontes e viadutos em vigas mistas. Rio de Janeiro: CBCA, 2007.
[11] KLINSKY, G. E. R. G.. Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas. 1999. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo
[12] ORLANDO, D.; PRAVIA, Z. M. C.; DREHMER, G. A. Análise de pontes mistas de aço e concreto pelo método dos elementos finitos. (U. F. do R. G. do Sul, Ed.) In: XVII Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnologia. Anais. Porto Alegre: 2003.
[13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 2013.
[14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
[15] AASHTO/NSBA, (2012). *Steel Bridge Design Handbook Design Example 4: Three-Span Continuous Straight Composite Steel Tub Girder Bridge, AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration*.
[16] KIM, Kyungsik; YOO, Chai H. *Brace forces in steel box girders with single diagonal lateral bracing systems. Journal of Structural Engineering*, v. 132, n. 8, p. 1212-1222, 2006.
[17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
[18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

DESENVOLVIMENTO DE INTERFACE PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE LATERAL EM ARCOS TRELIÇADOS *

Gabriel Ferreira Andrade[1]
Matheus Fernandes de Araújo Silva[2]
Francisco Carlos Gurgel da Silva Segundo[3]

Resumo
Arcos treliçados são muito utilizados para vencer grandes vãos em coberturas metálicas. Sua estabilidade lateral e no plano são de fundamental importância para a etapa de verificações no Estado Limite Último do elemento. Estas análises demandam métodos numéricos rigorosos, tendo em vista o comportamento não-linear. O Método dos Elementos Finitos é amplamente utilizado para propor equações semi-empíricas para o cálculo das cargas críticas de flambagem neste Estado Limite. No trabalho é descrito um modelo analítico para cálculo da carga crítica de flambagem por perda estabilidade lateral de arcos, obtido na literatura. Para a aplicação do modelo estudado, foi deduzida a constante de empenamento da seção composta por dois perfis U formados a frio. Foi desenvolvida uma interface gráfica no MATLAB que propicia cálculos de pré-dimensionamento de estruturas de arco treliçado de aço. Além disso, foi elaborada uma análise paramétrica dos resultados encontrados para variações das propriedades geométricas de um exemplo base de arco. Com base nesses resultados, nota-se que a estrutura tem um ganho de resistência à flambagem lateral proporcional ao aumento do raio, do número de travamentos laterais e a espessura das chapas; e inversamente proporcional ao vão.

Palavras-chave: Estabilidade Lateral; Arcos; Empenamento; Interface.

[1] Bacharel em Ciência e Tecnologia, Graduando em Engenharia Civil, UFERSA-CMPF, Pau dos Ferros, RN, Brasil.
[2] Mestre em Engenharia de Estruturas, Professor, DETEC, UFERSA-CMPF, Pau dos Ferros, RN, Brasil.
[3] Doutor em Engenharia Elétrica, Professor, DETEC, UFERSA-CMPF, Pau dos Ferros, RN, Brasil.

INTERFACE DEVELOPMENT FOR LATERAL STABILITY ANALYSIS OF TRUSSED ARCHES

Abstract
Trussed arches are widely used to overcome large gaps in steel structural roofs. Its lateral and in plane stability are of fundamental importance for verifications in the State Ultimate Limit of the element. These analyzes require rigorous numerical methods in view of non-linear behavior. The Finite Element Method is widely used to propose semi-empirical equations for the calculation of buckling critical loads. In the work, an analytical model obtained in the literature has been described and adapted for the calculation of the critical buckling load due lateral instability of trussed arches. For the application of the studied model, the warping constant of the section composed of two single C cold-formed steel profiles has been deduced. Furthemore, a graphical interface was developed in MATLAB that provides pre-dimensioning calculations of trussed archs. In addition, a parametric analysis for variations of the geometric properties of an example arch base was elaborated. Based on these results, it is noted that the lateral buckling strength has increased with the increase of the radius, the number of braced points and the thickness of the cold formed profile plates; and inversely proportional to the span.

Keywords: Lateral Stability; Arches; Interface; Warping constant.

1 INTRODUÇÃO

Arcos treliçados são elementos curvos com o desígnio de vencer grandes vãos, frequentemente adotados em coberturas, são submetidos a forças normais de compressão na maioria das situações. Nesse sentido, esses elementos estruturais apresentam seções transversais diversas, podendo dispor de mais de um componente, ou seja, seção composta por perfis U com travamentos em diagonais e montantes, sendo esse um dos tipos mais usuais e econômicos, conforme apresentado na Figura 1.

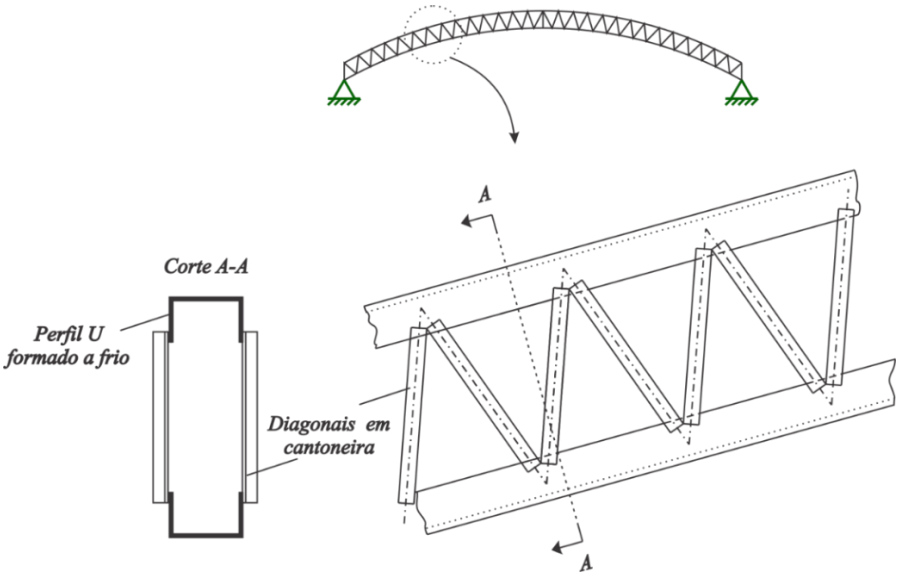


Figura 1. Arcos treliçados com perfil U laminado ou de chapa dobrada

Arcos são elementos que apresentam maior estabilidade no plano e, quando submetidos a elevadas ações, apresentam uma tendência em se deformarem fora do plano de carregamento. Essa existência de flexão fora do plano do arco pode levar a estrutura a apresentar restrições elásticas [2]. Pode-se observar na Figura 2 (a) um arco apresentando uma flexão fora de seu plano. Já na Figura 2 (b) é demonstrada uma forma de aumentar a estabilidade da estrutura nesta configuração de perda de estabilidade lateral, sendo o arco travado lateralmente por meio de contraventamentos, geralmente, com o uso de tirantes aplicados entres os nós da estrutura para aumentar a rigidez lateral do arco.

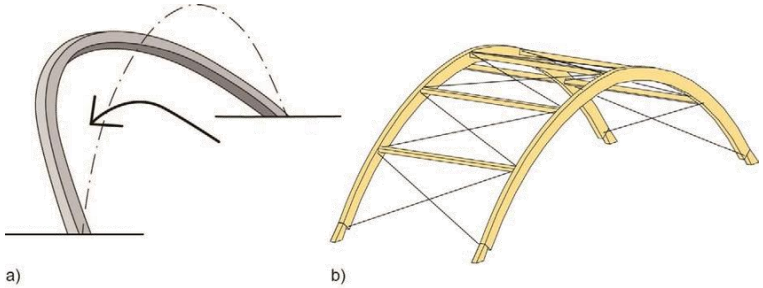


Figura 2.a) Perda de estabilidade de arco fora do plano; b) Situação com contraventamento [1]

Diante disso, observa-se a escassez de informações técnicas nacionais sobre a estabilidade de arcos treliçados composto por duplo perfil U. Uma das soluções possíveis para análise de estabilidade de estruturas é por meio do método dos elementos finitos. Neste método, a estrutura é descrita em um conjunto de elementos que irão compor a resposta global do modelo numérico.

Mediante a falta de suporte digital básico para análise de estabilidade de arcos, é apresentada uma ferramenta de aplicação simples, ou seja, um *software* para análise de estabilidade acessível, básico e intuitivo, que pode auxiliar no projeto estruturas de arcos treliçados para fins preliminares. Além disso, por meio do *software* é possível variar a geometria do arco (vão, raio, número de pontos travados lateralmente).

Com isso, o presente trabalho tem por finalidade apresentar uma interface gráfica, que seja aplicada aos cálculos de carga crítica no plano e fora do plano de arcos circulares treliçados de seção transversal composta em duplo U. Também será apresentado o cálculo da força transmitida para os travamentos laterais, fornecendo assim, informações importantes sobre a eficiência dos travamentos adotado em projeto.

No desenvolvimento da aplicação utilizou-se as formulações matemáticas de Guo *et al.* [3] e foi deduzida a constante de empenamento, C_w, relacionada a seções transversais compostas de duplo perfil U.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Ao longo de todo o trabalho, foi feita a análise de estabilidade global de arcos treliçados de aço contendo uma seção de duplo U, dentro e fora do plano de carregamento do arco. Estudos sobre instabilidade fora do plano de arcos treliçados ainda são muitos escassos.

Com isso, elaborou-se uma interface em MATLAB® para análise de estabilidade segundo o modelo teórico Guo *et al.* [3]. Executou a análise sobre instabilidade fora do plano de arcos treliçados, assim como também os esforços que eles provocam nos possíveis travamentos elástico-laterais.

Foi realizado um exemplo de pré-dimensionamento para ilustrar o uso do aplicativo desenvolvido. Para isso, uma análise linear de um arco treliçado foi realizada no SAP2000®, com o intuito de obter os esforços axiais e compará-los às cargas críticas obtidas por meio do aplicativo.

Por fim, foi feita uma análise paramétrica utilizando o aplicativo, variando o vão do arco, raio, número de pontos travados lateralmente, perfis utilizados nos banzos inferior e superior e altura da seção transversal do arco. São apresentados os resultados das cargas críticas para cada uma das variáveis analisadas.

2.1 MODELO ANALÍTICO DE GUO *ET AL.* [3]

O modelo proposto pelos autores considera que os travamentos laterais do arco são apoios elásticos, e, portanto, não impedem os deslocamentos laterais. Conforme ilustrado na Figura 3, para um único travamento lateral, quando o ponto superior do arco é travado lateralmente, o arco apresenta forma de meia onde para o primeiro modo de flambagem, acompanhado de um desclocamento lateral do ponto travado lateralmente.

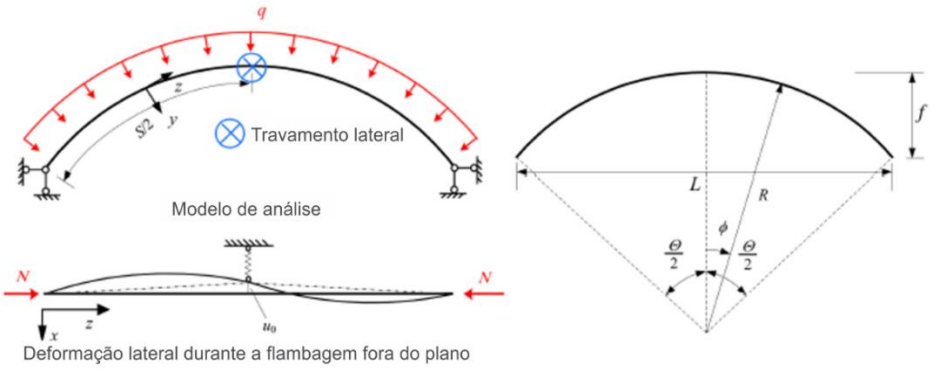


Figura 3. Deformação de arco carregado no plano [3]

De forma análoga aos resultados encontrados para um travamento foram definidas fórmulas para m-travamentos laterais. Guo *et al.* [3] chegaram às expressões matemáticas expressas nas Eqs. (1), (2), (3), (4), (5):

$$a=\frac{\theta}{(m+1)\,\pi} \qquad (1)$$

$$b=\frac{\pi\, r_o\,(m+1)}{S}\sqrt{\frac{N_z}{N_y}} \qquad (2)$$

$$N_y=\frac{\pi^2(m+1)^2 E_s\, I_y}{S^2} \qquad (3)$$

$$N_z=\frac{1}{{r_0}^2}\left[G_s\, J+\frac{\pi^2(m+1)\,2\,E_s\,C_w}{S^2}\right] \qquad (4)$$

$$N_{crm}=\frac{N_z}{2}\left[\left(1+\frac{a^2}{b^2}\right)+(1-a^2)^2\left(\frac{N_y}{N_z}\right)-\sqrt{\left(1+\frac{a^2}{b^2}\right)^2+2\left(\frac{a^2}{b^2}-1\right)(1-a^2)^2\left(\frac{N_y}{N_z}\right)+(1-a^2)^4\left(\frac{N_y}{N_z}\right)^2}\right] \qquad (5)$$

em que a e b são parâmetros matemáticos; N_y é carga crítica de flambagem por flexão em relação ao eixo y; N_z é a carga crítica de flambagem por torção; e N_{crm} é a carga crítica de

flambagem relacionada ao 1º modo de flambagem lateral. Todos os parâmetros são para m pontos travados lateralmente.

No estudo é explanado sobre a rigidez dos elementos laterais elásticos, os quais têm o papel de atribuir resistência lateral ao arco. Estes elementos devem travar o arco sem que ele sofra flambagem elástica. A rigidez lateral mínima dos travamentos laterais é descrita de acordo com a Eq. (6):

$$K_{athm} = 2\left(\frac{r_0^2}{R^2} + 1 - \frac{G_s\,J}{N_{cr}\,R^2}\right)\left[\cos\left(\frac{\pi}{m+1}\right) + 1\right]\left[\frac{N_{cr}\,(m+1)}{S}\right] \qquad (6)$$

A clássica carga axial crítica de flambagem por flexão no plano do arco é expressa na Eq. (7).

$$N_{cr,in} = \frac{E_s\,I_x}{R^2}\left(\frac{4\,\pi^2 R^2}{S^2} - 1\right) \qquad (7)$$

Para as expressões matemáticas dispostas acima, tem-se que:

θ – ângulo do arco (em graus);

S – comprimento do arco (cm);

R – raio do arco (cm);

I_y - momento de inércia no eixo y (cm^4);

I_x - momento de inércia no eixo x (cm^4);

E_s - módulo de Young (kN/cm²);

G_s - módulo de cisalhamento (kN/cm²);

J - constante de torção (cm^4);

r_0 - raio de giro polar (cm);

C_w – constante de empenamento (cm^6).

Para se obter o raio de giro polar são necessários os raios de giro nos eixos x e y, respectivamente, como nas Eqs. (8):

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{e} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \qquad (8)$$

em que A é a área da seção transversal e o raio de giro polar é descrito na Eq. (9):

$$r_0 = \sqrt{{r_x}^2 + {r_y}^2} \quad (9)$$

2.2 Constante de empenamento

Admitindo que a seção é fechada em consequência das diagonais e montantes no arco, a constante de empenamento foi deduzida a partir da Eq (10):

$$C_w = \int_s \omega^2 \, t \, dS \quad (10)$$

$$C_\omega = \sum_{i=1}^{n} l_i \, t_i \, (\omega_i^2 + \omega_i \, \omega_f + \omega_f^2) \quad (11)$$

onde ω é a área setorial da seção duplo U do arco, t é a espessura da chapa do componente do perfil; S é a linha do esqueleto da seção (linha que divide a espessura da chapa ao meio).
Para o caso de ω ser linear ao longo da linha do esqueleto de um componente, conforme ilustrado na Figura 4, C_w pode ser calculada por meio da Eq. (12) [4].

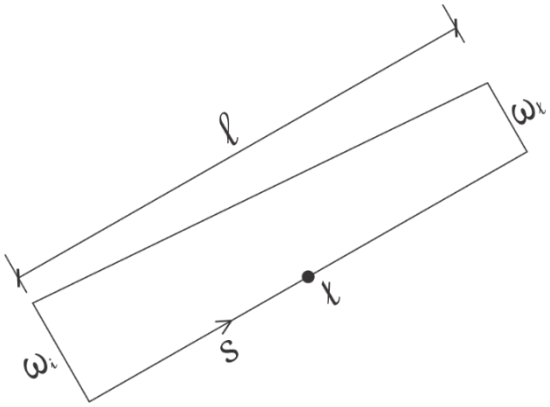


Figura 4. Área setorial não linear

Para a seção em duplo U, o centro de torção está posicionado no centróide da seção transversal (CG) e coincide com a origem do esqueleto (O_s) e com o centro de torção (D). Na Figura 5, é apresentado o diagrama de área setorial da seção do arco.

Por fim, a constante de empenamento da seção é dada por:

$$C_w = \frac{d_0^2 \, (8 \, t_f \, b_0^3 + 12 \, t_f \, b_0^2 \, h_0 + 6 \, t_f \, b_0 \, h_0^2 + d_0 \, t_w \, h_0^2)}{24} \quad (12)$$

em que h_0 é a distância entre a linha média da mesa superior e a mesa inferior.

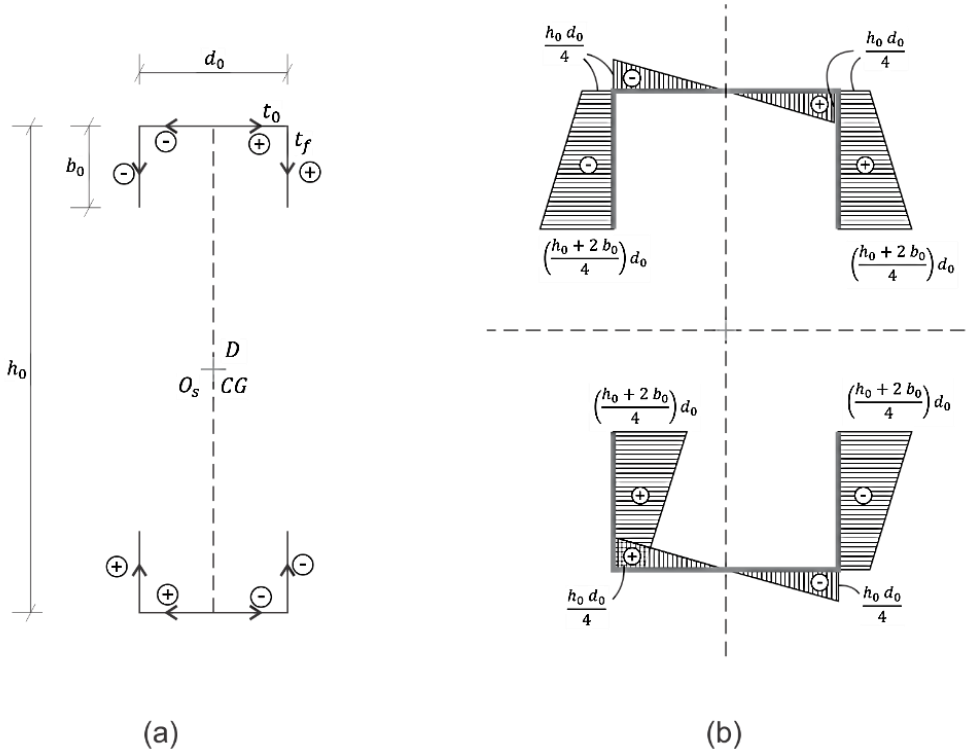


Figura 5. Área setorial da seção da treliça em perfil duplo U

2.3 Interface

Foi utilizado o MATLAB® (MATrix LABoratory) para desenvolver uma interface gráfica para a obtenção de dados relacionados à resistência de arcos de seção composta por duplo perfil U, fornecidos pelo usuário. Para o criar a aplicação fez-se o uso do modelo teórico de Guo *et al.* [3], já descrito anteriormente.

O MATLAB® é um poderoso software que pode efetuar cálculos das formas mais simples até mais complexos. A sua linguagem de programação de alto nível é uma facilidade para familiarização e desenvolvimento de projetos. É a interligação de programação lógica, cálculos e a possibilidade de criação de interfaces gráficas.

No ambiente (GUIDE – Graphical User Interface Development Environment) do programa, foi desenvolvida a interface gráfica do aplicativo aqui tratado. Essa aplicação do *software* possibilita que seja criada uma interface de forma rápida e fácil.

A entrada de dados no aplicativo foi dividida em seis partes: escolha do aço aplicado à estrutura; a quantidade de travamentos laterais; o perfil U formado a frio a ser adotado nos banzos; a atribuição da altura da seção transversal; geometria do arco (vão e raio) e o campo dos resultados, os quais apresentados após selecionar a opção 'Calcular'. Na Figura 6 pode-se observar a janela da aplicação elaborada, a qual possibilita visualizar os 6 campos descritos.

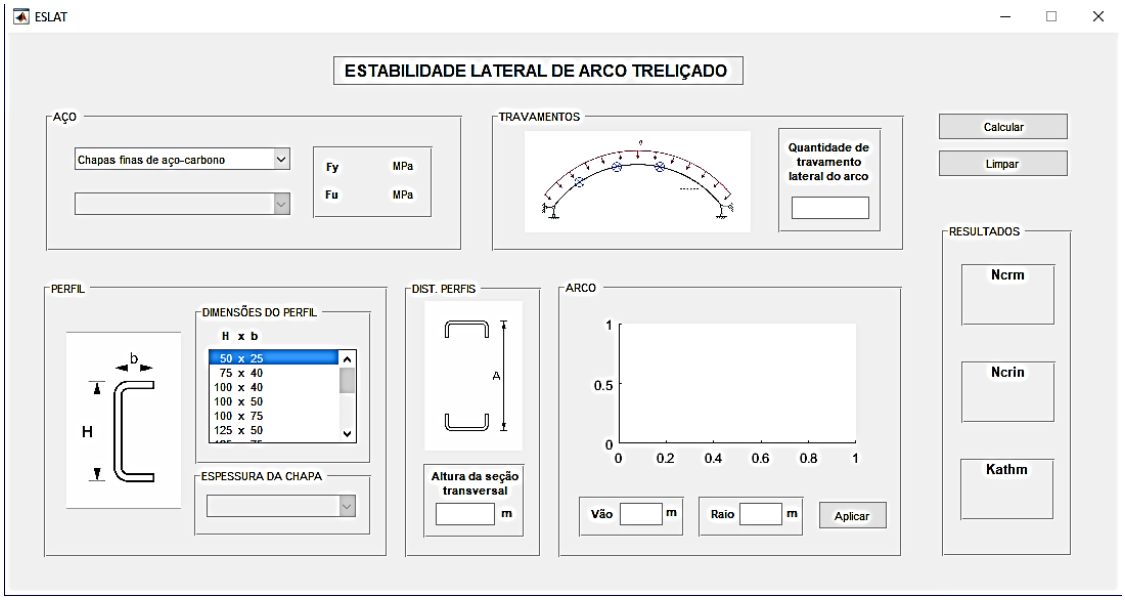


Figura 6. Interface gráfica do aplicativo desenvolvido

2.4 Modelo Estrutural analisado

O modelo analisado é um arco treliçado de perfil duplo U, conforme ilustrado na Figura 7, com vão de 40m, o raio de 28,6m, e perfis formados a frio U 150x50x4,75 (utilizado nos banzos) em chapa finas de aço-carbono, CF-26, e uma seção de altura 1,0 m.

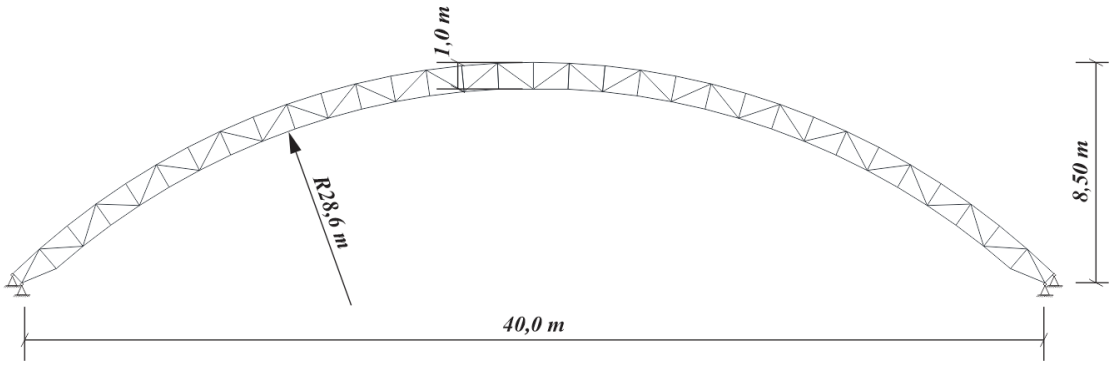


Figura 7. Modelo estrutural

Além disso, o arco apresenta 5 travamentos laterais. Considerando que as extremidades do arco (banzo inferior e banzo superior) estivessem soldadas em uma chapa de base junto à fundação as suas extremidades foram consideradas impedidas de sofrerem translações na direção horizontal e vertical. Dessa forma, as seções de extremidade do arco ficam impedidas de sofrerem rotações, em conformidade com as vinculações do arco ilustradas na Figura 8.

O arco foi submetido as ações como: peso próprio (1,80 kN/m), sobrecarga acidental (1,50 kN/m) e vento de sobrepressão (0,43 kN/m). As ações apresentadas (a partir de cálculos prévios,

foram) concentradas nos nós do arco segundo sua direção, sendo as forças de sobrepressão do vento aplicadas sempre perpendicularmente ao banzo superior.

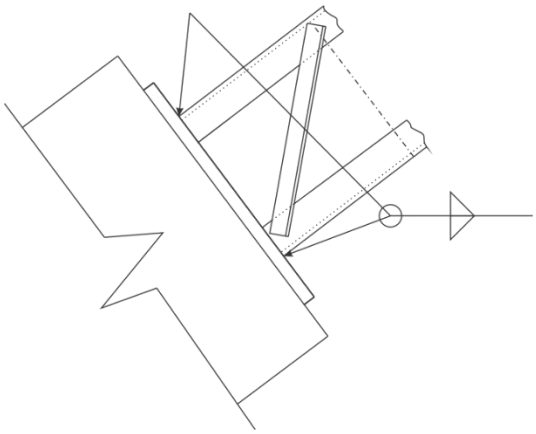


Figura 8. Vinculação de apoio

2.5 Simulação numérica

A análise estrutural do arco foi feita utilizando o *software* SAP2000®, o qual é baseado no método dos elementos finitos. Para este trabalho uma análise linear foi realizada, apenas com o intuito de obter os esforços axiais nas barras ao longo do eixo longitudinal do arco. Nas barras foram utilizados elementos de viga com suas extremidades rotuladas. Além disso, como dito anteriormente, as ações consideradas concentradas nos nós do arco foram combinadas.

As imperfeições de material também foram consideradas no modelo numérico por meio da redução do módulo de elasticidade do aço para 80% dos valores originais. O arco aplicado no *software* é apresentado na Figura 9.

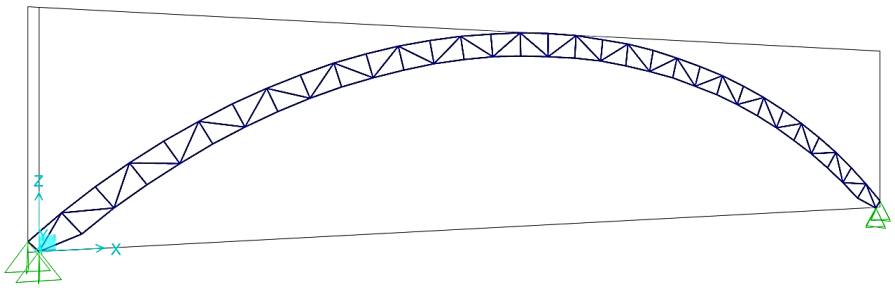


Figura 9. Modelo numérico simulado no SAP2000

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com a inserção do modelo estrutural analisado no SAP2000®, foram obtidos os esforços axiais aos quais os elementos da treliça estavam solicitados. Na Figura 10 são notórios os parâmetros

aplicados na interface afim de obter as tensões resistentes da estrutura em estudo e, na Figura 11 são apresentados os máximos valores de esforços axiais ao longo do eixo do arco (valores absolutos), onde se pode notar que os elementos mais solicitados são os banzos no meio do vão do arco e nas suas extremidades.

Com base nos resultados do aplicativo, para 5 travamentos, a carga crítica para flambagem fora do plano do arco é de 76,96kN. Portanto, com base no esforço máximo de compressão ao longo do arco é de 98kN (N_S = 48kN + 50kN = 98kN), referente à seção junto aos apoios do arco. Portanto, o pórtico apresenta resistência menor do que a solicitação máxima de compressão, ocorrendo a flambagem lateral do arco. Destaca-se que a treliça analisada poderia ter a sua carga crítica resistente aumentada se fosse considerado um número maior de travamentos laterais.

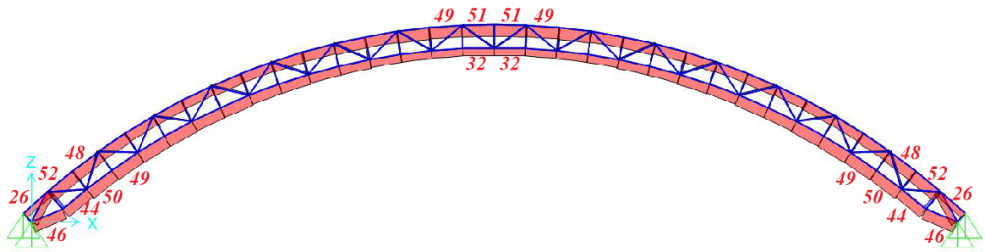


Figura 10. Esforços axiais obtidas no programa SAP2000

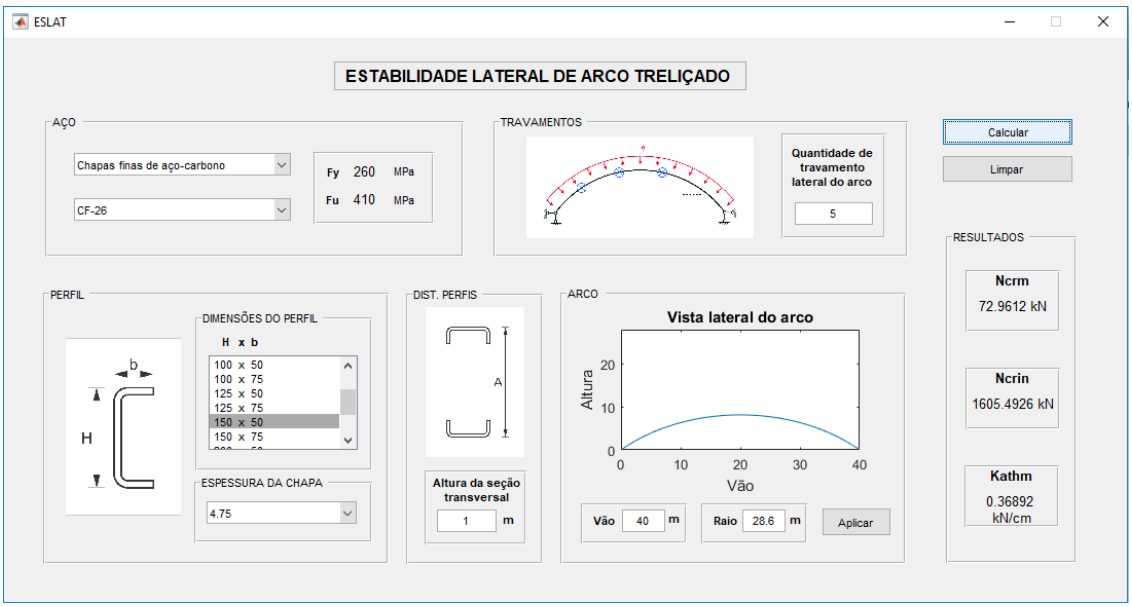


Figura 11. Cargas críticas obtidas na interface desenvolvida

Aumentando o número de travamentos laterais para 7, obter-se-ia a estabilidade do arco, onde a tensão crítica de flambagem fora do plano passaria a ser aproximadamente de 112 kN.

3.1 Análise Paramétrica

Observou como o modelo de referência, apresentado na Figura 6, se comportaria caso alguns de seus parâmetros fossem alterados. Na análise verificou o comportamento do arco ao se alterar os dados dos parâmetros da geometria por semelhantes imediatamente superiores aos aplicados na estrutura na simulação numérica.

Nos resultados da Figura 12, verificou-se a estabilidade da estrutura ao modificar o comprimento do vão do arco, com a finalidade de se observar seu comportamento para vãos menores e maiores do que foi posto como referência. Com as tensões fornecidas pela interface desenvolvida nesse trabalho, pode-se observar as curvas apresentadas na imagem.

Na Figura 12 (a) é perceptível que ao se aumentar o vão, a carga crítica de flambagem fora e no plano de carregamento diminuem, ou seja, quando menor for o vão, mais estável a estrutura em estudo ficará. Já na Figura 12 (b) são apresentadas a rigidez mínimas que os travamentos laterais devem ter, analisando a curva, conclui-se que quanto maior for o vão, menos solicitadas seriam as terças.

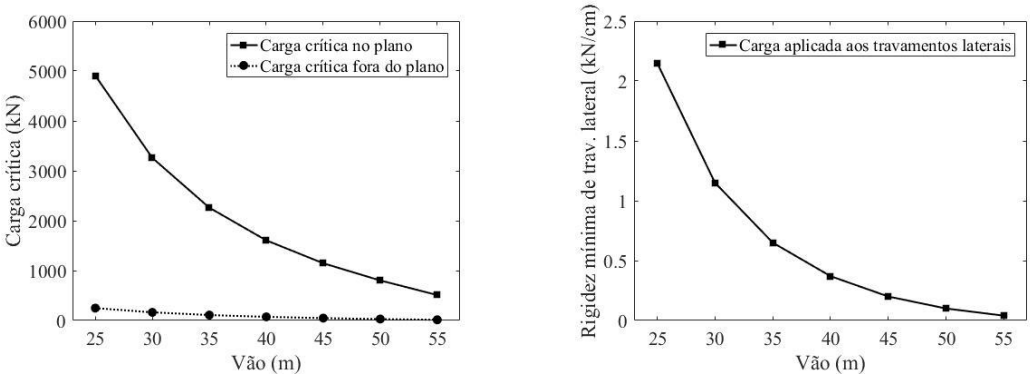
Verificando a modificação do raio, na Figura 13 (a) tem-se que o arco tende a se deformar lateralmente, ou seja, as tensões em que a treliça apresenta flambagem fora do plano são inferiores às que a fariam apresentar instabilidade no próprio plano. À medida em que o raio aumenta, o arco apresenta uma flecha menor, a estrutura apresenta um ganho de resistência a deformações, mas a situação crítica ainda continua sendo a instabilidade fora do plano. Na Figura 13(b) nota-se que quanto maior for o raio, maior será a carga transferida para as contenções laterais.

De acordo com o apresentado na Figura 14, o número de travamentos laterais não apresenta influência na resistência do arco no seu plano, contudo, a carga crítica de flambagem da estrutura do plano é muito alta em relação a carga crítica de instabilidade lateral. Com o apresentado na Figura 14 (a) e (b), observa-se que ao se aumentar o número de travamentos laterais, a estrutura treliçada tende a ter um comportamento estável, na medida em que se aplica maiores cargas nos elementos que a travam fora do plano.

No que é tratado nas Figura 15 e 16, nota-se que substituir o perfil ou a espessura da chapa que o forma, o arco treliçado quase em sua totalidade tenderá a maiores tenções críticas, ou melhor, será mais estável. Com o que pode ser visto na Figura 15 (a), ao alterar o perfil a estrutura não apresenta uma curva contínua com relação à resistência, apresentando máximos locais. Por conseguinte, ao se aumentar os valores das dimensões dos perfis ou chapas, a estrutura se comportará de forma mais estável, apresentando um comportamento semelhantes nas duas situações, os quais também irão transmitir maiores tensões para os travamentos fora do plano.

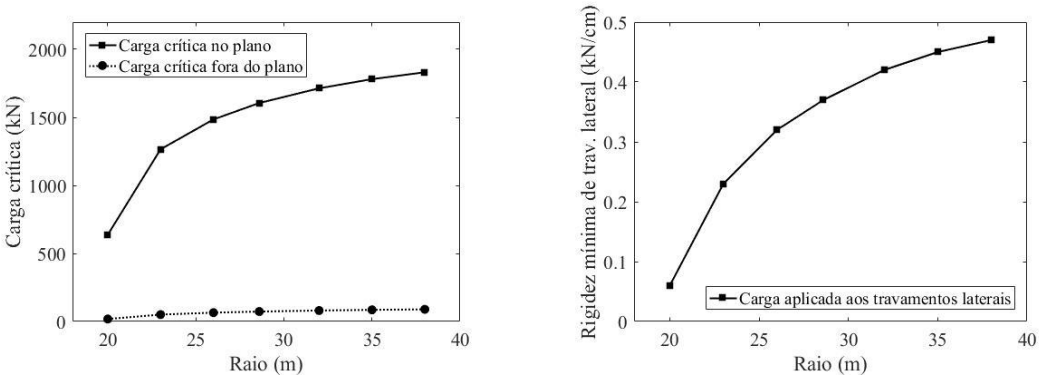
Diante do exposto na Figura 17 (a), observa-se que, ao se alterar a altura da seção transversal praticamente não modifica a resistência da treliça fora do plano, em contrapartida, ao se aumenta a seção a estrutura apresenta cargas críticas flambagem no plano cada vez maiores. Assim como em todos os casos apresentados, exceto ao fato de aumentar o vão, atribuir mais

altura na seção transversal irá impor maiores cargas sobre as contenções laterais, como se verifica na Figura 17 (b).



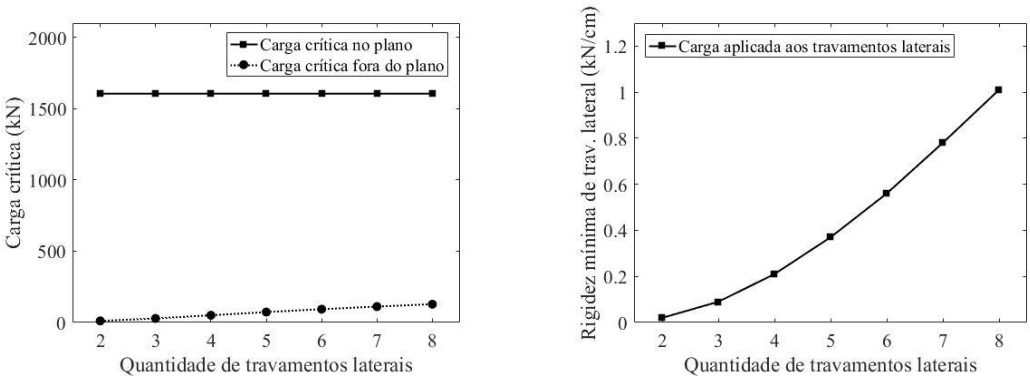
(a) (b)

Figura 12. Análise comportamental do arco ao variar o vão



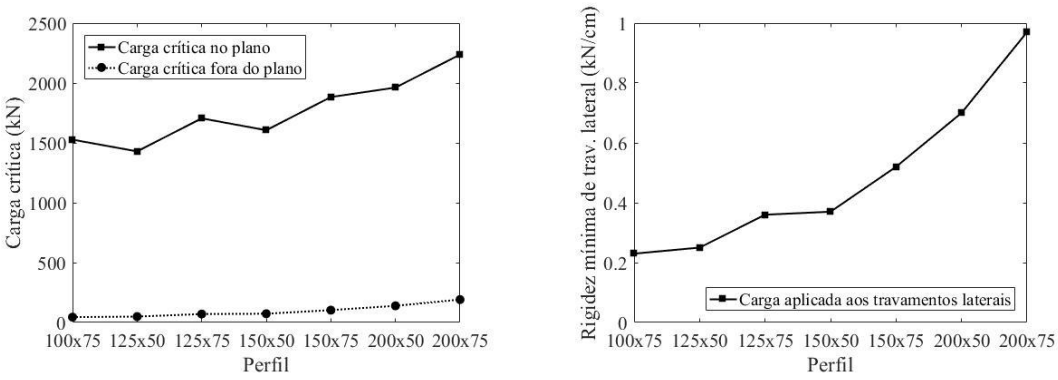
(a) (b)

Figura 13. Análise comportamental do arco ao variar o raio



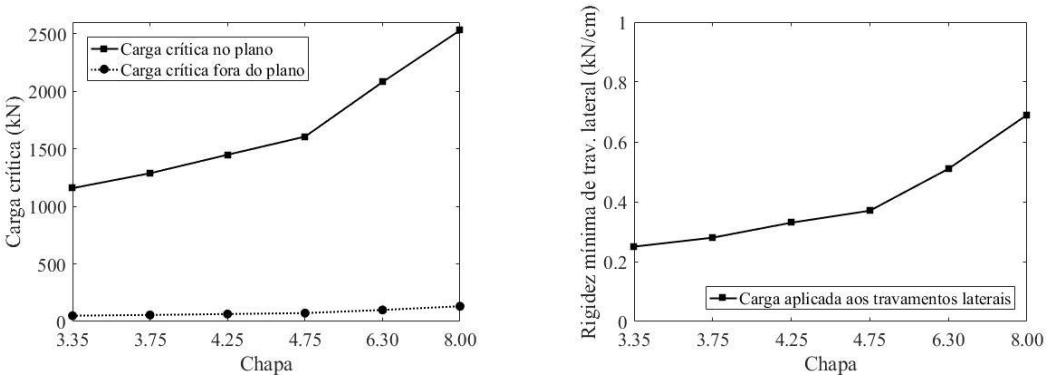
(a) (b)

Figura 14. Análise comportamental do arco ao variar a quantidade de travamentos laterais



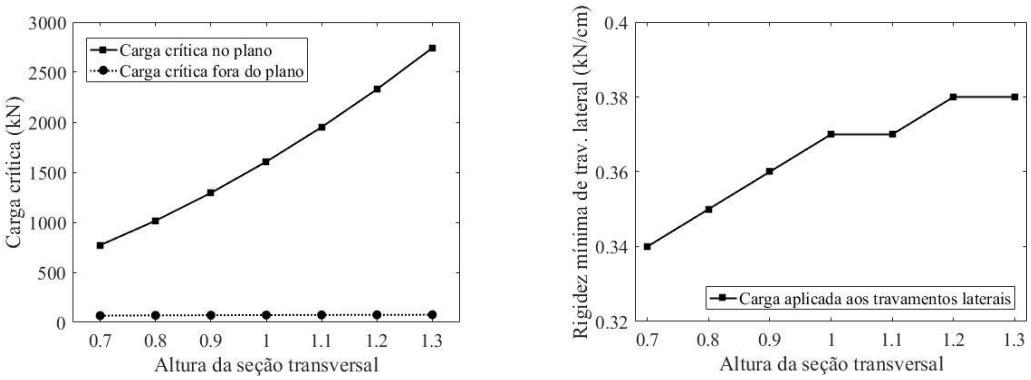
(a) (b)

Figura 15. Análise comportamental do arco ao variar o perfil



(a) (b)

Figura 16. Análise comportamental do arco ao variar a chapa do perfil



(a) (b)

Figura 17. Análise comportamental do arco ao variar a altura da seção transversal

4 CONCLUSÃO

O presente trabalho apresentou dados obtidos a partir da utilização do *software* MATLAB®, no qual foi criada uma interface para cálculos de estabilidade de arco e a verificação de flambagem de arcos em duplo U. Foi executada uma simulação numérica no programa SAP2000® para obter as cargas axiais em que os elementos da treliça estavam sendo solicitados.

No arco analisado, constatou-se que os esforços axiais de compressão no arco são maiores do que a carga crítica de flambagem fora do plano. Aumentando o número de travamentos laterais de 5 para 7, o modelo estrutural manter-se-ia estável. Com isso, nota-se que o número de travamentos laterais aplicados ao arco é diretamente proporcional à resistência à flambagem fora do plano.

Merece destaque na análise paramétrica o comportamento do arco ao se aumentar o vão, Figura 10, pois a estrutura tenderá à instabilidade, única situação em que apresenta curvas decrescentes nos gráficos de resultados. Nos demais casos, a estrutura tem um acréscimo na sua resistência (curvas ascendentes), excetuando-se os casos das Figuras 12 (a) e 15 (a), quando se obtém o comportamento constante da estrutura dadas as alterações do número de travamento e da altura da seção, respectivamente.

Em contrapartida, na Figura 12 (b) é o único caso benéfico para os travamentos laterais, pois quanto maior for o vão, menores serão cargas sobre os travamentos laterais, ou seja, os elementos serão menos solicitados e as rigidezes dos elementos de travamento lateral poderão ser menores.

O estudo apresenta situações que possibilitam a alteração do modelo geométrico de arcos em um pré-dimensionamento. De acordo com o que foi abordado, tem-se condições de atribuir maiores resistências aos arcos treliçados de seção duplo U em uma análise previa da estrutura. Da mesma forma, possibilita modificar estruturas que estejam exageradamente robustas, alterando parâmetros do arco para que apresente estabilidade sem tornar a execução do projeto onerosa.

5 Agradecimentos

Os autores agradecem a Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA) pelo apoio concedido para realização deste trabalho.

6 REFERÊNCIAS

[1] CROCETTI, R. STRUTTURE IN LEGNO DI GRANDE LUCE. Alcune considerazioni ingegneristiche sulla progettazione_PARTE 2. **Structural,** [s.l.], n. 206, p.1-16, ago. 2016. De Lettera Editore s.a.s.. http://dx.doi.org/10.12917/Stru206.16.

[2] GUO, Y. *et al*. Out-of-Plane Elastic Buckling of Circular Arches with Elastic End Restraints. **Journal Of Structural Engineering,** [s.l.], v. 140, n. 1, p.040140711-040140719, out. 2014. American Society of Civil Engineers (ASCE). http://dx.doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000987.

[3] GUO, Y. *et al*. Threshold Stiffness of Discrete Lateral Bracing for Out-of-Plane Buckling of Steel Arches. **Journal Of Structural Engineering**, [s.l.], v. 141, n. 10, p.040150041-040150047, out. 2015. American Society of Civil Engineers (ASCE). http://dx.doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001236.

[4] MORI, Dagoberto Dario; MUNAIAR NETO, Jorge. **Flexo-torção: barras com seção abertas e paredes delgadas: teoria e exemplos.** São Carlos: EESC-USP, 2009.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS CASTELADAS POR MÉTODOS NUMÉRICOS SUJEITOS A INSTABILIDADE LATERAL COM TORÇÃO

Catarina Monteiro da Câmara[1]
Zacarias Martin Chamberlain Pravia PPEng/UPF[2]
Marcel Leonel Jorge/FJPII[3]

Resumo
Este trabalho apresenta o método dos elementos finitos para a determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas. Para isso, realizou-se análises de flambagem elástica com o auxilio do software ANSYS 18.0. Inicialmente, para a validação do modelo numérico, foram preparados modelos das vigas de alma cheia de seção equivalente às vigas casteladas e comparou-se os resultados com os obtidos a partir da ABNT NBR 8800:2008. Na sequência foram modeladas 6 vigas casteladas, ensaiadas experimentalmente por ZIRAKIAN e SHOWKAT (2006). A geometria, condições de contorno e comprimento destravado foram considerados análogas ao experimental, alterando-se apenas as propriedades mecânicas do aço. Após o processamento das vigas casteladas, comparou-se os resultados do momento fletor resistente com as vigas do perfil original, calculadas conforme ABNT NBR 8800:2008. As vigas casteladas apresentaram bons resultados, principalmente em relação ao comprimento da viga, isso ocorreu, devido ao aumento da inércia da peça. O uso de métodos numéricos com análises de flambagem permitem dimensionar vigas de alma cheia, assim como as casteladas, desde que não exista flambagem local de alma e mesa.

Palavras-chave: Vigas casteladas; Método dos elementos finitos; Flambagem lateral com torção.

DIMENSIONING OF CASTELLATED BEAMS BY NUMERICAL METHODS SUBJECT TO TORSIONAL LATERAL INSTABILITY

Abstract
This work presents the use numerical methods in determination of bending moment to lateral buckling with torsion of castellated steel beams. For this, elastic buckling analysis was performed using commercial software Ansys 18.0. Initially, for the validation of numerical model, were elaborated Models of beams without holes in web with section equivalent to the Castellated beams and compared the results with those obtained from the ABNT NBR 8800:2008. In sequence, six Castellated beams were modeled, experimentally tested by Zirakian and Showkat (2006). The geometry, boundary conditions and unbraced length were considered analogous to the experimental, modifying only the mechanical properties of the

steel. The results of the bending moment were compared with the beams of the original section, calculated according ABNT NBR 8800:2008. The Castellated beams presented good results, mainly in relation to the girder length, this occurred due to the increase of the inertia

section. The use of numerical methods with buckling analysis allows the size of full-sized beams, as well as the Castellated, as long as there is no local buckling on web or flange.

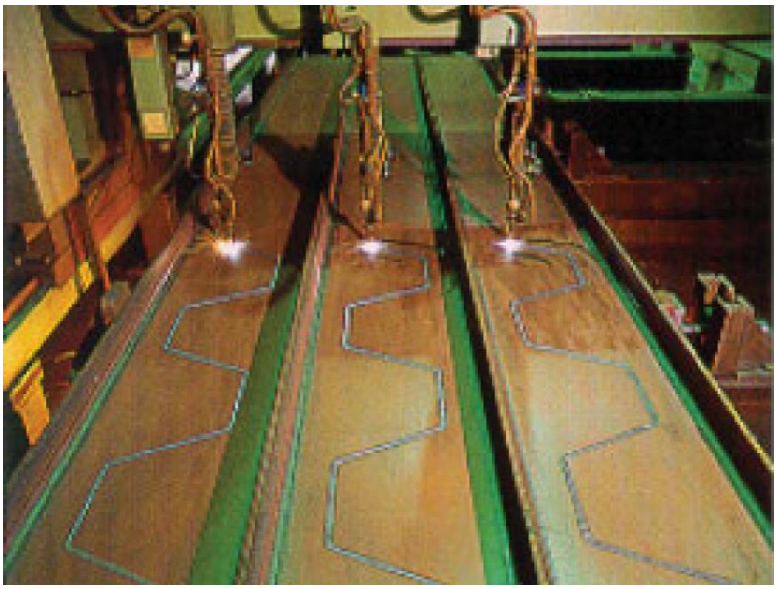
Keywords: Castellated beams; Finite element method; Lateral buckling with torsion.

[1] Estudante Engenharia Civil, Curso de Engenharia Civil, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, RS, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor, Professor titular permanente, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, RS, Brasil.
[3] Físico, Mestrando, Professor titular permanente, de graduação em Engenharia Produção, Faculdade João Paulo II, Passo Fundo, RS, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Após o surgimento da solda elétrica no século passado, obtiveram-se novas alternativas para otimizar as estruturas e minimizar os custos, uma delas, foram às vigas casteladas. As vigas casteladas constituem-se de um corte de um perfil I, com sequências de abertura na alma, através de um traçado especial, o deslocamento e a soldagem das peças. Esse método aumenta a seção transversal da viga e devido ao aumento da inércia da peça, melhora a capacidade a flexão [1]. A figura 1 ilustra o processo fabril das vigas casteladas.

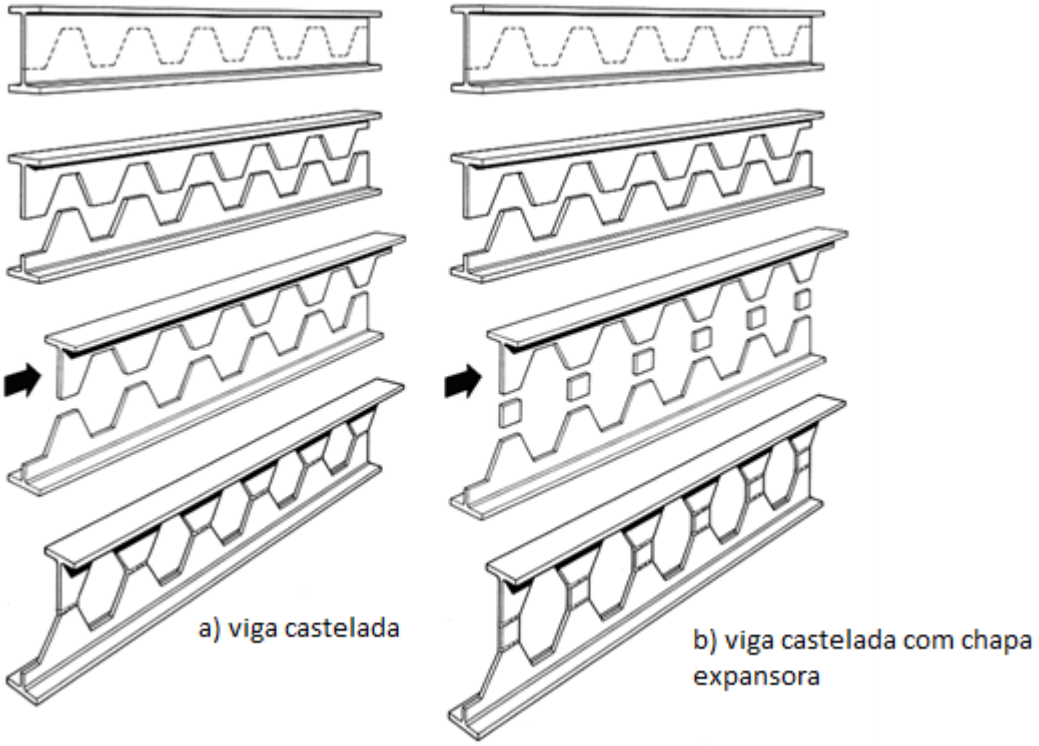
Figura 1 - Processo de fabricação das vigas casteladas



Fonte: Gemperle (2007).

Devido ao incremento de altura na seção transversal da peça, as vigas casteladas possuem maior eficiência quanto à resistência ao momento fletor. Dessa forma, aumenta-se a altura e o peso permanece quase o mesmo. Além disso, quando deseja-se obter uma maior resistência ao momento fletor, são utilizadas chapas planas retangulares entre as duas metades cortadas, resultando-se assim, em vigas casteladas do tipo octogonais [2]. Figura 2.

Figura 2 - Viga castelada com chapa expansora



Fonte: Adaptado Grunbauer (2018).

1.1 Modos de colapso das vigas casteladas

Devido à presença das aberturas causada pelo corte e pela solda das vidas casteladas, o seu comportamento difere das vigas de alma cheia, por isso elas podem apresentar novas formas de colapso. Para [2], a determinação dos modos de colapso está em função das características geométricas da viga, a geometria da barra, a esbeltez da alma e ao tipo de carregamento, ou seja, considerando-se um carregamento que origine força cortante e momento fletor, teremos as seguintes formas de colapso.

- Formação de um mecanismo Vierendel ou de cisalhamento;
- Formação de rótula plástica;
- Ruptura da solda entre as aberturas;
- Flambagem do montante da alma devido à força cortante;
- Flambagem por compressão do montante da alma;
- Flambagem lateral com torção (acompanhada ou não de distorção da alma).

1.1.1 Mecanismo de Vierendel ou de cisalhamento

O mecanismo de Vierendel está vinculado a altos valores de força cortante na viga. A viga é deformada para um tipo de paralelogramo devido à formação de rótulas plásticas nos cantos das aberturas. As vigas predispostas a esse tipo de colapso são confeccionadas com pequenas alturas dos "têes" superior e inferior, dispõe de pequenos vãos e grande comprimento de solda entre as duas aberturas [2].

1.1.2 Formação de rótula plástica

Segundo [1], a formação da rótula plástica é o resultado do escoamento da tração e da compressão devido ao momento gerado nos "têes" superior e inferior da viga. Para [2] "O momento resistente relacionado a esse modo de colapso, é igual ao momento de plastificação, *Mpl*, no centro da abertura. Esse momento é dado pelo produto *Zfy*, onde Z é o módulo plástico no centro da abertura e *fy* é a resistência ao escoamento do aço."

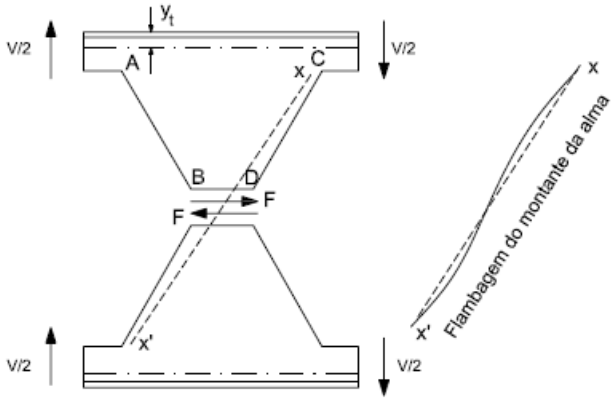
1.1.3 Ruptura da solda entre as aberturas

Esse modo de colapso ocorre quando a tensão horizontal cisalhante for maior que a capacidade resistente. É mais propenso ocorrer quando o comprimento entre as aberturas for menor [2]. Pode-se dizer que esse comportamento ocorre quando se deseja dificultar o mecanismo de Vierendel.

1.1.4 Flambagem do montante da alma devido à força cortante

Conforme a figura 13, a força F cisalhante na solda entre os dois "têes" é equilibrada pela força cortante V/2. Desse modo, surgem esforços de tração na face AC e esforços de compressão na face BD. Resulta-se na flambagem do montante da alma da viga [2]. O autor define que "Essa flambagem é caracterizada por um giro em torno do eixo xx'." A figura 3 ilustra esse comportamento.

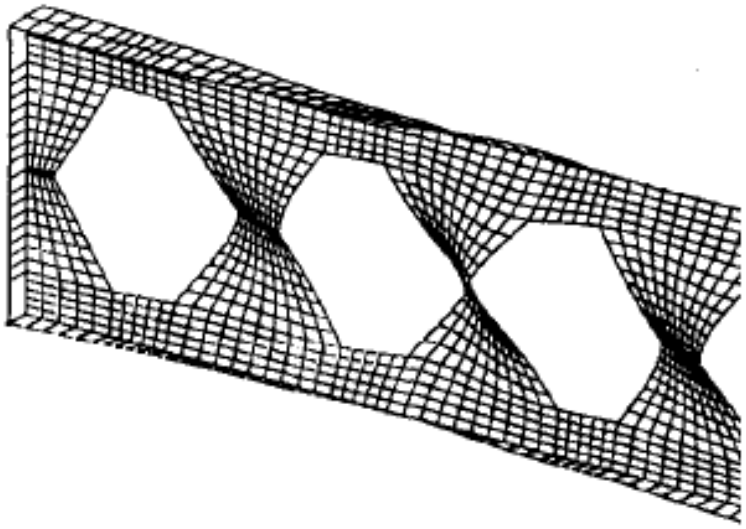
Figura 3 - Flambagem do montante da alma devido a força cortante



Fonte: Redwood e Demirdjian (1998).

A figura 4 indica um modelo estudado por [3] através do método dos elementos finitos, que define claramente a flambagem por montante na alma.

Figura 4 - Flambagem do montante da alma da viga castelada



Fonte: Redwood e Demirdjian (1998).

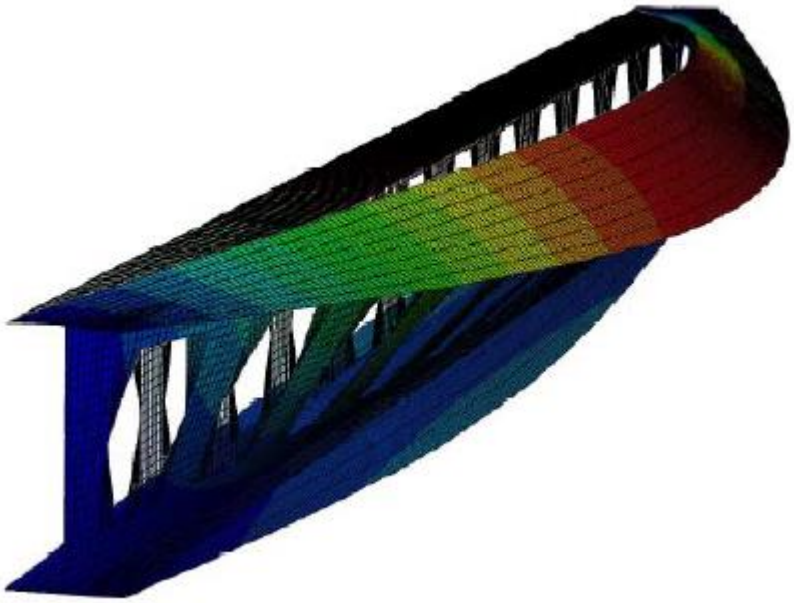
1.1.5 Flambagem por compressão do montante da alma

A flambagem por compressão do montante da alma é resultado de uma força localizada ou uma reação de apoio aplicada diretamente nessa região. Esse modo de colapso é semelhante à flambagem por flexão de uma barra axialmente comprimida e não ocorre o giro como visto na flambagem do montante da alma devido à força cortante.

1.1.6 Flambagem lateral com torção

A flambagem lateral com torção das vigas casteladas é semelhante à flambagem de vigas com a alma cheia. O fenômeno é causado devido ao momento fletor que nos perfis I, explica-se que a parte comprimida da seção transversal torna-se frágil, porém, por ser unido continuamente por meio da alma, o efeito de estabilizar a peça propicia a translação acrescida de uma torção [2]. A figura 5 ilustra a flambagem lateral com torção em vigas casteladas.

Figura 5 – Modelo da flambagem lateral com torção de uma viga castelada



Fonte: Adaptado Bezerra (2011).

1.2 Objetivos

Esse trabalho tem como objetivo realizar a verificação da estabilidade lateral de vigas casteladas, do tipo soldada, para contribuir com a melhor compreensão de sua análise. Para isso serão modeladas pelo método dos elementos (MEF), seis vigas casteladas, utilizando-se o software comercial [6]. Serão realizadas análises de flambagem elástica e os resultados serão comparados com as vigas de perfil original, baseando-se na [4].

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Modelo experimental

Neste trabalho é apresentado um estudo quanto ao modo de colapso definido como flambagem lateral com torção. Realizaram-se análises pelo método dos elementos finitos para determinar o momento fletor resistente de seis vigas casteladas ensaiadas experimentalmente por [5], no qual propuseram avaliar a distorção da alma de vigas casteladas. As características dos perfis das vigas de aço casteladas estão presentes na tabela 1.

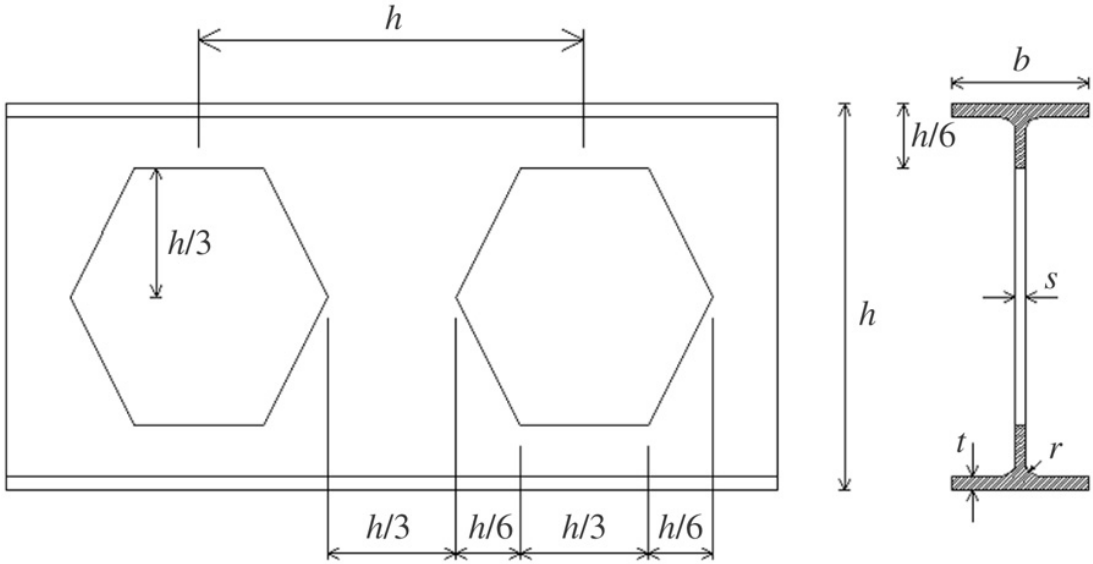
Tabela 1 - Características dos perfis experimentais

Original hot-rolled profile	Test specimen	Nominal h (mm)	Measured h (mm)	b (mm)	t (mm)	s (mm)	r (mm)	L (mm)
IPE12	C180-5200	180	176.67	64	6.3	4.4	7	5200
	C180-4400	180	176.33	64	6.3	4.4	7	4400
	C180-3600	180	176.33	64	6.3	4.4	7	3600
IPE14	C210-5200	210	211.67	73	6.9	4.7	7	5200
	C210-4400	210	210.25	73	6.9	4.7	7	4400
	C210-3600	210	206.50	73	6.9	4.7	7	3600

Fonte: Zirakian e Showkat (2006).

A geometria utilizada para a concepção das vigas casteladas foram do tipo hexagonais não-regulares. A figura 6 ilustra de forma clara as características geométricas da viga.

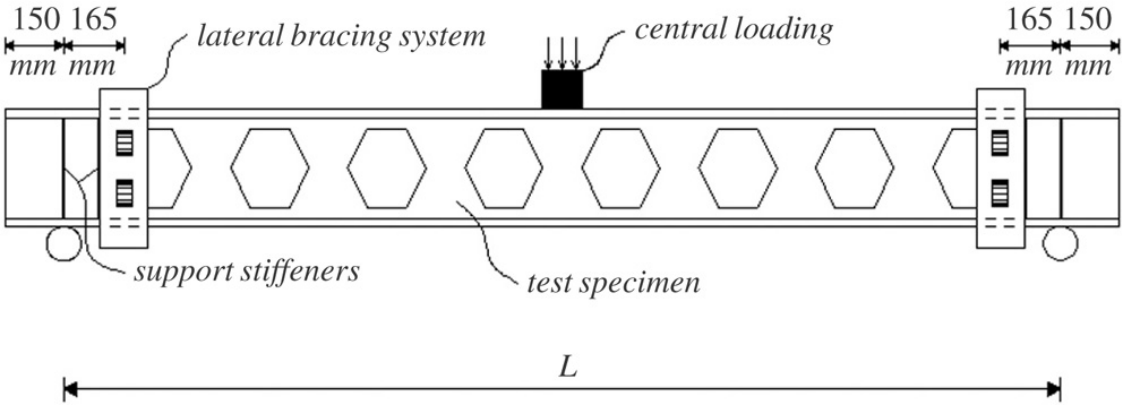
Figura 6 - Geometria utilizada no ensaio experimental



Fonte: Zirakian e Showkat (2006).

Conforme a figura 7, os testes foram realizados em vigas casteladas simplesmente apoiadas, também foram inseridos dois enrijecedores próximos aos apoios, a fim de evitar a flambagem local da alma causada pela força cisalhante na região.

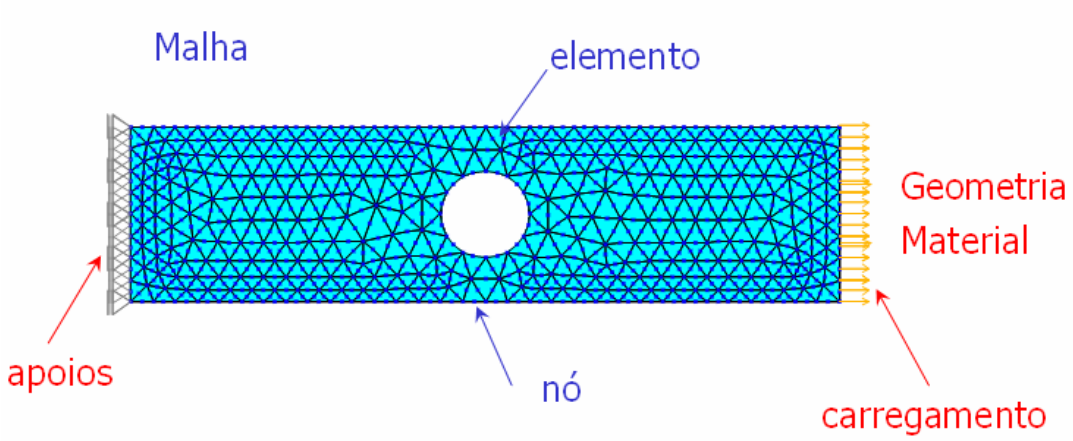
Figura 7 - Arranjo da viga castelada



Fonte: Zirakian e Showkat (2006).

Para a realização das análises numéricas pelo método dos elementos finitos (MEF), utilizou-se o software [6]. Para [7], "o método dos elementos finitos é divididos em três etapas: pré-processamento, análise numérica e pós-processamento". Para a etapa de pré-processamento deve-se inserir no software o modelo paramétrico (figura 8), como: a geometria, as condições de contorno, o carregamento e as propriedades do material.

Figura 8 - Parametrização do modelo pelo método dos elementos finitos



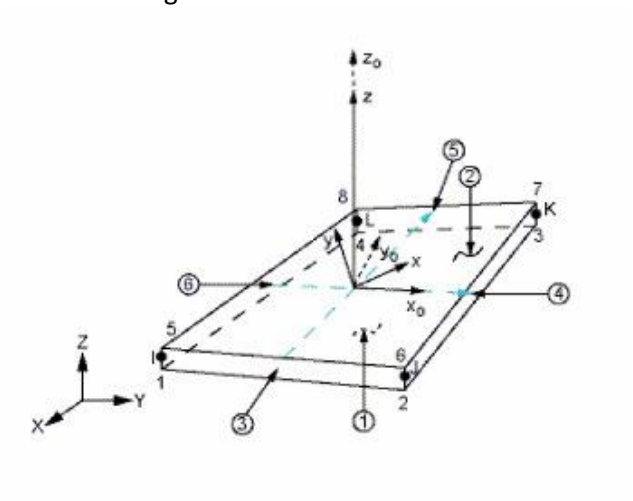
Fonte: Parente (2007).

2.2 Características do modelo numérico

Utilizou-se o elemento finito SHELL 181, no qual é composto por quatro nós, com seis graus de liberdade por nó: translações nas direções X, Y e Z e rotação em relação aos eixos X, Y e Z. O elemento é adequado para elaborar análises lineares e não-lineares físicas e

geométricas. A figura 9 mostra o elemento SHELL 181, no qual foi utilizado para elaboração do modelo.

Figura 9 - Elemento Shell 181



Fonte: ANSYS (2018).

Como nos modelos experimentais, as vigas apresentaram as mesmas características geométricas conforme a tabela 2, alterando-se apenas as características do aço, sendo esse, o aço A572-GRAU 50 com módulo de elasticidade de 200 GPa, resistência ao escoamento *fy* igual a 345 Mpa e resistência a ruptura *fu* igual a 450 Mpa.

Tabela 2 - Características geométricas em (mm) das vigas casteladas

Viga	Largura da Mesa (bf)	Espessura da mesa (tf)	Altura da alma (h)	Espessura da alma (tw)	Altura do furo (h0)	Base do furo (b0)	Largura do furo (a0)	Vão (L)
IPE 12	64	6.3	180	4.4	120	60	120	5200
IPE 12	64	6.3	180	4.4	120	60	120	4400
IPE 12	64	6.3	180	4.4	120	60	120	3600
IPE 14	73	6.9	210	4.7	140	70	140	5200
IPE 14	73	6.9	210	4.7	140	70	140	4400
IPE 14	73	6.9	210	4.7	140	70	140	3600

Fonte: Autora (2018).

2.2.1 Configurações do modelo numérico

Todas as vigas foram consideradas simplesmente apoiadas. Do lado esquerdo, restringiram-se os movimentos em X, Y e Z no segundo nó da alma, adjacente a mesa superior e inferior. Já do lado direito restringiu-se os movimentos em X e Y também nos nós citados. Do mesmo modo, foram impedidos os movimentos na direção X, em cada extremidade dos nós da mesa superior. É importante salientar, que a aplicação das restrições no nó da alma mostrou-se grande influenciador nos resultados finais das análises.

Refinou-se a malha do modelo numérico de modo que os resultados apresentados pelo software apresentassem coerência. Para isso, aumentou-se sucessivamente o número de elementos finitos, até que os resultados apresentados entre um modelo e outro obtivesse uma diferença de 3%. Desse modo, definiu-se como uma medida apropriada 17,5 mm.

2.3 Análise numérica

Para a aferição do modelo numérico, inicialmente realizou-se a modelagem das vigas maciças e determinou-se através de uma análise linear de flambagem elástica o momento fletor resistente à flambagem lateral com torção. Essa determinação foi obtida através da inserção do valor de carga crítica de flambagem no modelo, sendo esse determinado através do produto do módulo de resistência elástico relativo ao eixo de flexão junto com tensão de escoamento do aço. A tabela 3 contém os valores dos momentos críticos obtidos, no qual foram comparados com os valores dos momentos resistentes a flambagem lateral com torção calculados através da prescrição da [4]. Apesar do perfil IPE 12-3600 apresentar uma diferença em torno de 16%, foi possível comprovar que o método dos elementos finitos é válido para determinar o momento fletor resistente.

Tabela 3 - Resultados dos momentos críticos à flambagem lateral com torção

VIGA	Momento Resistente (kN.m) Ansys	Momento Resistente (kN.m) ABNT NBR 8800:2008	Diferença Percentual (%)
IPE 12 - 3600	8,0	9,31	16,37
IPE 12 - 4400	6,86	7,15	4,23
IPE 12 - 5200	6,08	6,11	0,32
IPE 14 – 3600	12,43	13,08	4,75
IPE 14 - 4400	10,53	10,08	4,46
IPE 14 - 5200	9,27	8,21	12,91

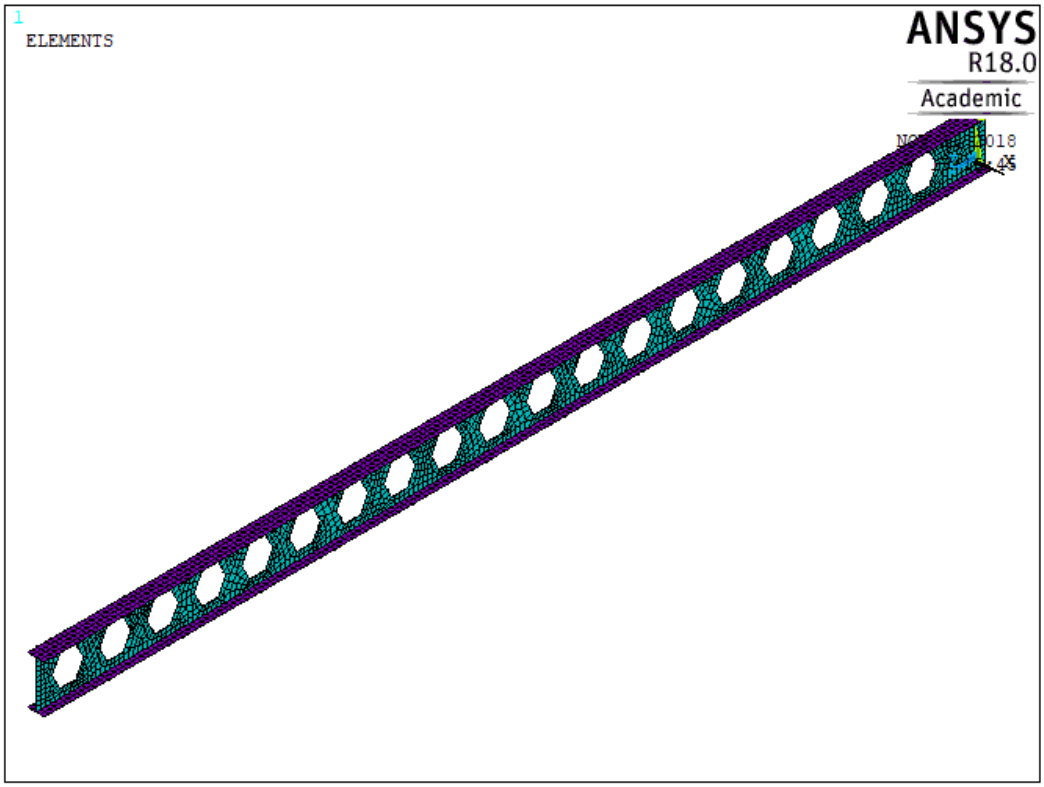
Fonte: Autora (2018).

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Análise das vigas casteladas

Após a validação dos modelos numéricos, foram modeladas as seis vigas casteladas descritas na tabela 2 do item 2.2. Como na aferição numérica, utilizou-se a malha e as condições de contorno descritas. A figura 10 ilustra a malha de elementos finitos utilizada para a viga castelada.

Figura 10 - Malha de elementos finitos da viga castelada



Fonte: Autora (2018)

Os resultados dos momentos resistentes à flambagem lateral com torção foram obtidos através do produto do primeiro modo de flambagem obtido no [6], pelo módulo de resistência elástico relativo ao eixo de flexão e a tensão de escoamento do aço. Para a obtenção final dos resultados, todos os valores foram divididos pelo coeficiente de ponderação da resistência do aço. As tabelas 4 e 5 trazem os valores obtidos dos momentos resistentes à flambagem lateral com torção das vigas casteladas.

Tabela 4 - Momento resistente das vigas casteladas do perfil IPE 12

	Lb (m)	Momento resistente (kN.m)
Viga IPE 12	3,6	7,5
	4,4	6,54
	5,2	6,05

Fonte: Autora (2018).

Tabela 5 - Momento resistente das vigas casteladas do perfil IPE 14

	Lb (m)	Momento resistente (kN.m)
Viga IPE 14	3,6	11,86
	4,4	10,0
	5,2	8,39

Fonte: Autora (2018).

Após a determinação dos momentos resistentes das vigas casteladas, as vigas de perfil original foram verificadas através da prescrição da [4] para a determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção. Desse modo, realizou-se a comparação dos resultados entre as vigas do perfil original e as vigas casteladas.

3.2 Comparação dos resultados

Os resultados dos momentos resistentes obtidos das vigas de alma cheia do perfil original e das vigas casteladas estão presentes nas tabelas 6 e 7.

Tabela 6 - Comparação dos resultados para a viga IPE 12

	Lb (m)	Momento Resistente (kN.m)		Diferença Percentual (%)
		Viga Castelada (Ansys)	Viga de alma cheia original (ABNT NBR 8800:2008)	
IPE 12	3,6	7,5	6,53	12,93
	4,4	6,54	5,18	20,79
	5,2	6,05	4,31	28,76

Fonte: Autora (2018).

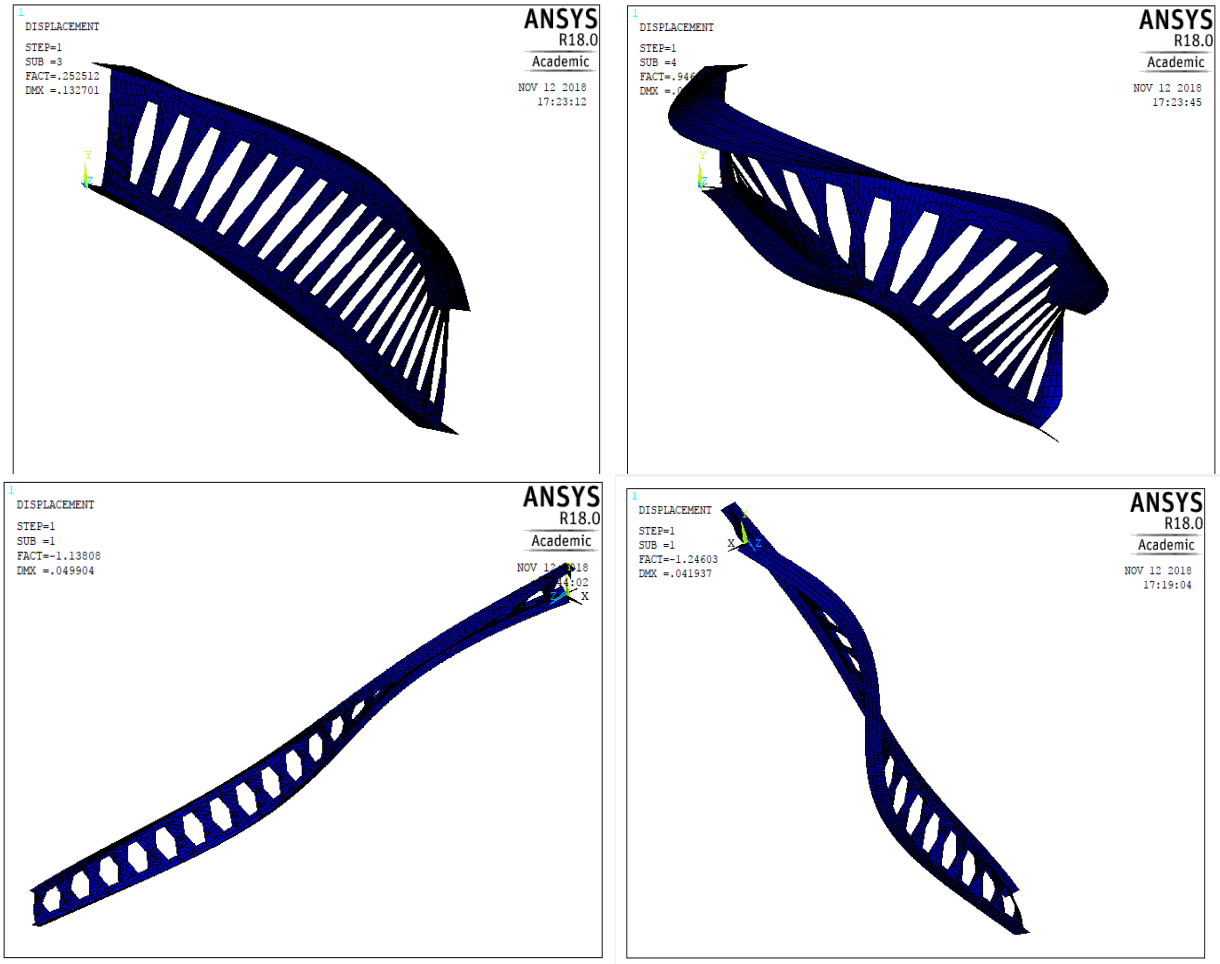
Tabela 7 - Comparação dos resultados para a viga IPE 14

	Lb (m)	Momento Resistente (kN.m)		Diferença Percentual (%)
		Viga Castelada (Ansys)	Viga de alma cheia original (ABNT NBR 8800:2008)	
IPE 14	3,6	11,68	11,81	-1,11
	4,4	10,0	9,35	6,5
	5,2	8,61	7,76	7,4

Fonte: Autora (2018).

Abaixo seguem alguns exemplos de deformação por flambagem lateral com torção.

Figura 11 – Modos de flambagem das vigas casteladas



Fonte: Autora (2018).

Uma primeira observação a ser discutida, é que o método dos elementos finitos mostrou-se eficiente para realizar o dimensionamento das vigas casteladas, haja vista que apresentou bons resultados na aferição do modelo numérico. Também observou-se que mais de 83% das vigas casteladas apresentaram uma maior resistência ao momento fletor comparadas com a viga de perfil original, isso ocorreu devido ao incremento em torno de 33% na seção transversal das peças.

Uma segunda análise das tabelas apresentadas, foi possível observar que as vigas casteladas dos perfis IPE 12 e IPE 14, com comprimento destravado de 3,6 metros apresentaram diferenças significativas. Enquanto o perfil IPE 12 da viga castelada apresentou uma diferença de quase 13% na resistência ao momento fletor comparada com o perfil original, a viga castelada do perfil IPE 14 apresentou uma redução de quase 1,2%. Isso demonstra que a escolha do perfil intervém no resultado dos momentos resistentes, considerando o item 1.1.1 desse trabalho, o comprimento de solda da viga IPE 14 é maior do

que o da viga IPE 12, além disso, esse comportamento ocorreu no menor vão, ou seja, o perfil pode ter sofrido o modo de colapso descrito como mecanismo de Vierendel.

Outro aspecto importante na análise dos resultados, é que conforme o aumento do comprimento destravado das vigas, a diferença percentual entre a viga castelada e viga original apresentou resultados satisfatórios. Isso ocorreu devido ao acréscimo da inércia das vigas, no qual contribuíram na resistência a flexão.

Por fim, é comprovado que as vigas casteladas apresentam bons resultados quando comparadas com o perfil original, além disso, apresentam-se aplicáveis quando deseja-se realizar a passagem de tubulações necessárias nas estruturas.

4 CONCLUSÃO

O trabalho desenvolveu análises de flambagem elástica para a determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas. Para realizar essas análises, utilizou-se o método dos elementos finitos com o auxilio do software [6].

Uma primeira análise mostrou que o uso de métodos numéricos é apropriado para determinar a resistência ao momento fletor resistente à flambagem lateral com torção, tanto para vigas de alma cheia, como para vigas casteladas, desde que não haja flambagem local da alma e da mesa.

As pesquisas também mostraram que as vigas de aço casteladas apresentaram bons resultados comparando-as com as vigas do perfil original. Além disso, observou-se que o comprimento destravado das vigas está intrinsecamente ligado à instabilidade lateral, de modo que à medida que o comprimento aumenta, o momento resiste à flambagem lateral com torção reduz.

Portanto, pode-se concluir que o modelo geométrico e o comprimento destravado estão diretamente ligados aos resultados do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção, visto que as vigas casteladas, em quase todos os casos, apresentaram resultados superiores comparadas ao perfil original. Entretanto, deve-se avaliar a sua utilização devido à mesma necessitar de um processo fabril oneroso e que não permite falhas na sua confecção. Além disso, comparando-se a uma viga de alma cheia de seção equivalente, o consumo de material torna-se maior, o que são parâmetros que além da resistência, devem ser considerados na hora da escolha do modelo da viga.

Agradecimentos

A empresa Stabile Engenharia pelo software Mcalc3d 5, para a verificação das vigas de aço de alma cheia segundo as normas brasileiras.

REFERÊNCIAS

[1] BRINKHUS, R. N. Análise de vigas casteladas e vigas casteladas mistas. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

[2] BEZERRA, E. M. Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

[3] REDWOOD, R. G., DEMIRDJIAN, S. Castellated beam web buckling in shear.Journal of Constructional Steel Research, v. 124. p. 1202-1207, 1998.

[4] 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, 2018.

[5] ZIRAKIAN, T.; SHOWKATI. S. Distortional buckling of castellated beams. Journal of Constructional Steel Research, v. 62, p. 863-871, 2006.

[6] ANSYS. Version, 18.0. 2017.

[7] REINEHR, R. Análise de vigas de aço com aberturas na alma. 2010.Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2010.

CONSTRU METAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

EFEITOS DA APLICAÇÃO DE FORÇAS DEVIDAS AO VENTO OBTIDAS SEGUNDO DIFERENTES METODOLOGIAS EM UMA PONTE SOBRE O RIO PARAOPEBA*

Elvys Dias Reis[1]
Diego Luiz Costa e Souza[2]

Resumo
Diante da alteração dos perfis climáticos do Brasil, decorrentes de intervenções humanas no país e no mundo, conhecer bem o efeito do vento em estruturas de pontes é de extrema importância para a elaboração dos seus projetos. Assim, este trabalho apresenta um estudo sobre a determinação de forças devidas ao vento segundo as normas NBR 6123 e NBR 5422. Para isso, desenvolveu-se um modelo numérico tridimensional de uma ponte ferroviária de aço sobre rio Paraopeba no SAP2000®, programa computacional que faz uso do método dos elementos finitos. Os resultados obtidos pela análise não-linear do modelo evidenciam uma diferença de aproximadamente 15% nas reações de apoio da ponte quando da aplicação das forças devidas ao vento segundo as duas normas e apontam a ocorrência de flambagem devido à força axial de compressão em algumas peças. Estes resultados indicam a necessidade de reforços estruturais e de revisão dos procedimentos atuais para cálculo de forças devidas ao vento em estruturas.

Palavras-chave: Pontes de Aço; Forças Devidas ao Vento; Análise Numérica.

EFFECTS OF THE APPLICATION OF WIND LOADS OBTAINED BY DIFFERENT METHODOLOGIES ON A BRIDGE ON THE PARAOPEBA RIVER

Abstract
In face of changes in Brazil's climate profiles, due to human interventions in the country and in the world, knowing the wind's effect on bridge structures is extremely important to develop their projects. This work presents a study on the determination of wind loads in accordance with the Brazilian standards NBR 6123 and NBR 5422. For this purpose, it was created a three-dimensional numerical finite element model of a steel railway bridge over the Paraopeba river using the SAP2000® software. The outcomes obtained by the model nonlinear analysis indicate a difference of approximately 15% in the bridge's base reactions when applying the wind loads according to these standards and point out the occurrence of buckling due to the axial compression load in some structural elements. These results indicate the need for structural reinforcements and for review of current procedures for calculating wind loads in structures.

Keywords: Steel Bridges; Wind Loads; Numerical Analysis.

[1] Engenheiro civil, Mestrando em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil.
[2] Engenheiro civil, Engenheiro civil autônomo, Conselheiro Lafaiete - MG, Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2019** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 14 a 16 de agosto de 2019, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Desde a remota antiguidade, quando as populações começaram a se agrupar em comunidades (aldeias, vilas e cidades) e apareceram as primeiras preocupações para travessias de rios, riachos e vales, então surgiram as pontes (e mais tarde os viadutos). Estas têm sido sempre motivo de fascínio e orgulho de seus usuários, projetistas e construtores e a prova do desenvolvimento de um povo [1].

Marchetti (2013) [2] denomina como ponte a obra destinada a permitir a transposição de obstáculos de uma via de comunicação qualquer, podendo os obstáculos ser rios, vales profundos, outras vias, entre outros. A norma brasileira NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre (ABNT, 1984) [3] similarmente define uma ponte rodoviária como toda e qualquer estrutura destinada a permitir a transposição de um obstáculo, natural ou artificial, por veículos rodoviários passíveis de trafegar na via terrestre de que esta ponte faz parte.

O desenvolvimento dos projetos de pontes apresenta configurações cada vez mais arrojadas e esbeltas, tendência que conduz à implantação de estruturas com menor peso, maior flexibilidade e mais sensíveis à ação do vento. Por isso, conhecer bem os efeitos do vento em pontes é de extrema importância para a elaboração dos seus projetos. Outro fato relevante é a alteração dos perfis climáticos do Brasil, decorrentes das intervenções humanas no país e no mundo, que pode afetar significativamente as ações sobre as edificações. Por exemplo, o desmatamento de grandes áreas diminui a rugosidade superficial, implicando no aumento das velocidades de vento próximas à superfície terrestre e, consequentemente, no aumento das forças devidas ao vento em estruturas.

De modo geral, as estruturas estão constantemente sujeitas aos efeitos dos ventos oriundos da circulação atmosférica, contudo deve-se prever situações de adversidade em que suas velocidades se tornam altas, podendo ser preponderantes no projeto de pontes, o que leva à necessidade de cautela na sua consideração.

Dentro deste contexto, Jacinto *et al*. (2011) [4] afirmam que o tema da segurança de pontes existentes merece atenção crescente por parte da comunidade técnica e científica devido à ocorrência de acidentes graves nessas estruturas, cujas consequências geralmente excedem os custos de reconstrução.

Neste sentido, este trabalho pretende contribuir para a avaliação estrutural de pontes de aço por meio de análise numérica e, sobretudo, avaliar os efeitos da aplicação de forças devidas ao vento obtidas segundo as metodologias das normas NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações (ABNT, 1988) [5] e NBR 5422 – Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica (ABNT, 1985) [6]. Para isso, um modelo numérico tridimensional em elementos finitos foi desenvolvido no *software* SAP2000®, representando uma ponte ferroviária de aço para transposição do rio Paraopeba, construída em Moeda - MG.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Descrição da ponte

Conhecida localmente como "Ponte da Carniça", ela é constituída por perfis de aço estrutural ASTM A36 rebitados e foi construída no distrito de Moeda - MG, Brasil, para transpor o rio Paraopeba, como pode ser observado na Figura 1.

Figura 1 – Vista lateral da ponte.

Embora alguns acreditem que a ponte foi construída nas primeiras décadas do século XIX, sua idade ainda é desconhecida, o que dificulta a estimativa de sua vida útil. A princípio, ela funcionava como ponte ferroviária, permitindo somente a passagem de locomotivas e vagões, porém, devido à redução desse modal de transporte no Brasil, a linha férrea para qual era destinada a ponte foi desativada. Visando reutilizá-la para outros tipos de transporte, principalmente o rodoviário, instalou-se sobre ela um tabuleiro de concreto, o que levou a problemas de instabilidade em alguns de seus elementos estruturais.

Suas principais características geométricas são: altura: 5,6 metros, largura: 5,9 metros, vão livre: 57 metros, distância entre pilares: 4,5 metros, altura livre até a superfície da água: 8 metros. As dimensões dos seus elementos estruturais são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Dimensões dos elementos estruturais da ponte.

Elementos Estruturais	Peça ou Seção
Pilares	2L 76x76x7,9x9
Vigas Longitudinais	Chapas 600 #8
Vigas Transversais	W 610x101
Vigas de Apoio	W 460x16
Banzos da Treliça	2L 76x76x7,9x9
Diagonais da Treliça	Chapas 100 #8
Contraventamentos (Superior e Inferior)	2L 76x76x7,9x9
Travamentos dos Pilares (Diagonais)	Chapas 100 #8
Travamentos dos Pilares (Retos)	Chapas 500 #8
Contraventamentos Laterais	Chapas Variadas

2.2 Prescrições normativas

Neste tópico, serão apresentadas resumidamente as principais prescrições normativas aplicáveis ao dimensionamento de estruturas de aço, bem como à obtenção e à aplicação das forças na estrutura. Destaca-se que a norma NBR 5422, específica para linhas aéreas de transmissão, será utilizada apenas para a obtenção da velocidade de referência do vento, sendo as forças devidas ao vento mensuradas segundo a NBR 6123, que abrange edificações em geral.

2.2.1 Dimensionamento conforme a NBR 8800

A verificação do dimensionamento dos elementos estruturais da ponte foi feita à luz da NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto (ABNT, 2008) [7].

Segundo a norma, no dimensionamento aos estados-limites últimos de uma barra submetida à força axial de tração, à força axial de compressão e a momento fletor, as seguintes relações devem ser satisfeitas:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \qquad (1)$$

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \qquad (2)$$

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \qquad (3)$$

Em que $N_{t,Sd}$ é a força axial de tração solicitante de cálculo e $N_{t,Rd}$ é a força axial de tração resistente de cálculo, considerando os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida; $N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo e $N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo, relacionadas aos estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e de instabilidade; M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo e M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo, para os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção, flambagem local da alma e flambagem local da mesa.

2.2.2 Forças devidas ao vento segundo a NBR 6123

De acordo com a NBR 6123, a pressão dinâmica do vento (q_0) pode ser obtida pelas seguintes equações:

$$q_0 = 0{,}613\ V_k^2 \qquad (4)$$

$$V_k = S_1\, S_2\, S_3\, V_0 \qquad (5)$$

Em que V_k é a velocidade característica do vento, V_0 é a velocidade básica do vento na região de implantação da edificação, S_1 é o fator topográfico, S_2 é o fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e de sua altura sobre o terreno, e S_3 é um fator baseado em conceitos probabilísticos.

A velocidade de referência para o cálculo das ações devidas ao vento é denominada velocidade básica (V_0) e se caracteriza por ser a máxima velocidade média medida sobre 3 segundos, considerando um período de recorrência de 50 anos, a 10 metros sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano [5]. Esta velocidade básica é apresentada pela NBR 6123 em um mapa de isopletas do território brasileiro, conforme se verifica na Figura 2.

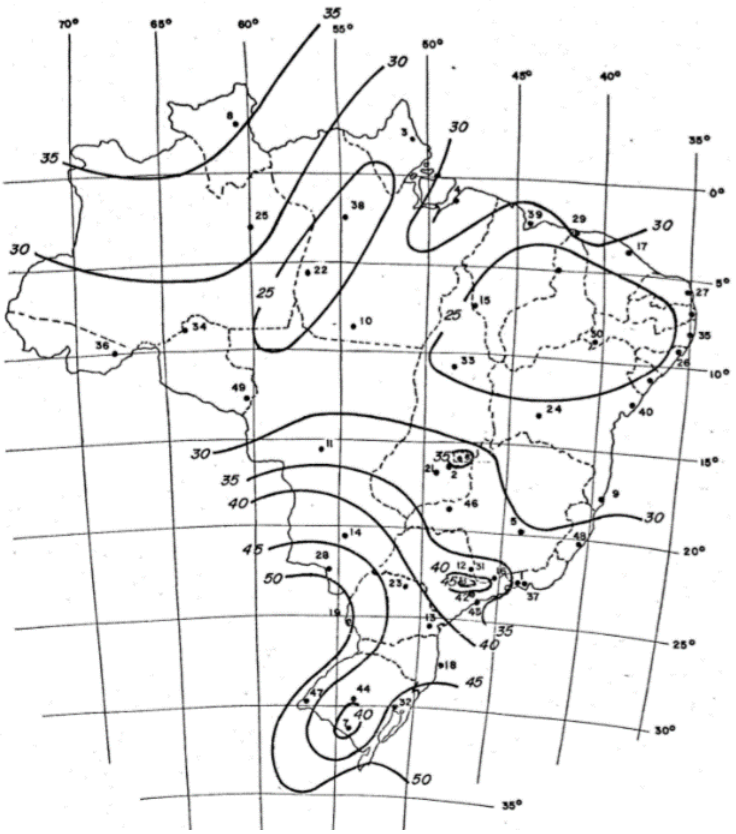


Figura 2 – Isopletas de velocidade básica para período de integração de 3 segundos (m/s) [5].

2.2.3 Velocidade básica segundo a NBR 5422

Segundo a NBR 5422, a velocidade básica do vento (V_0) se caracteriza por ser a velocidade do vento para a um período de recorrência de 50 anos, a 10 metros de altura do solo, com período de integração de 10 minutos e medida em um terreno com grau de rugosidade B, isto é, terreno aberto com poucos obstáculos. A norma também apresenta um mapa de isopletas do território brasileiro, o qual é reproduzido na Figura 3.

Para o cálculo das forças devidas ao vento, a norma sugere a correção do período de integração por meio da utilização de um fator K_d, que representa a relação entre os valores médios de vento a 10 metros de altura do solo para diferentes períodos de integração e rugosidade de terreno, conforme se verifica na Figura 4.

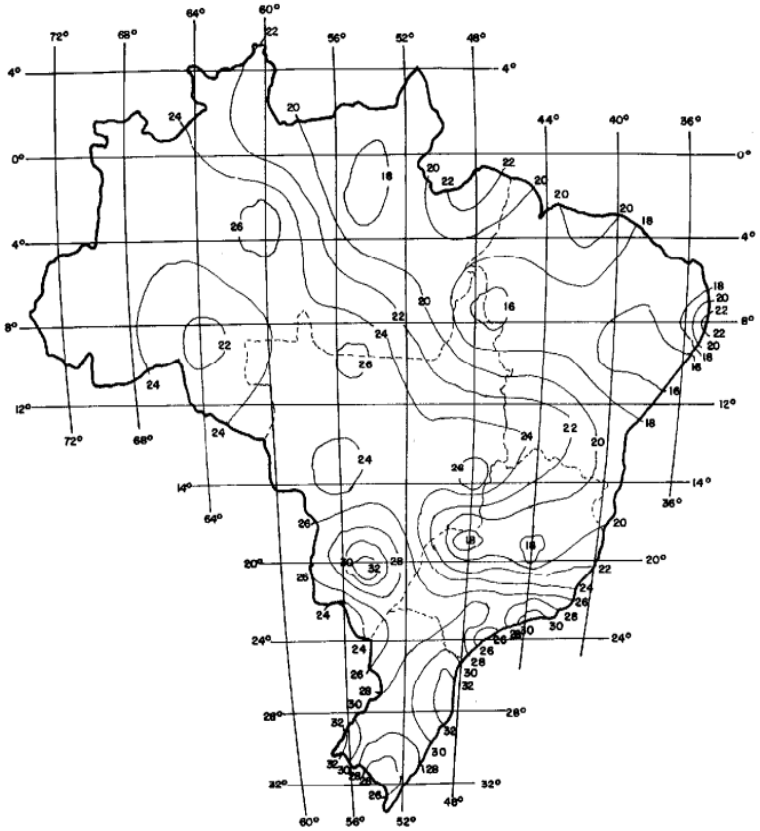


Figura 3 – Isopletas de velocidade básica para períodos de integração de 10 minutos (m/s) [6].

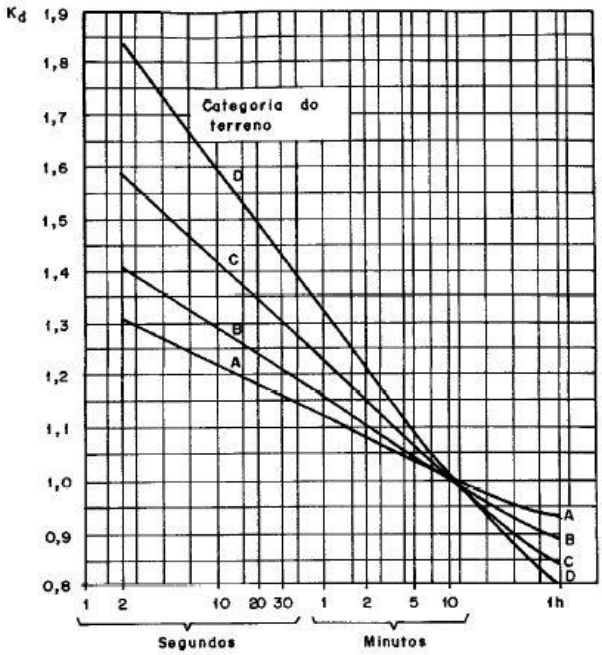


Figura 4 – Relação entre as velocidades médias a 10 metros de altura [6].

2.2.4 Esforços verticais segundo a NBR 7188

Em conformidade com a NBR 7188, P (kN) é a força vertical estática concentrada aplicada no nível do pavimento e p (kN/m²) é a força vertical estática uniformemente distribuída aplicada no nível do pavimento, ambas com valor característico e sem qualquer majoração. A carga móvel padrão, TB-450, é definida por um trem-tipo de 450 kN com 6 rodas (P igual a 75 kN por roda), 3 eixos de carga afastados entre si de 1,50 metro, com área de ocupação de 18 m², circundada por uma força constante uniformemente distribuída (q) de 5 kN/m², como se verifica na Figura 5.

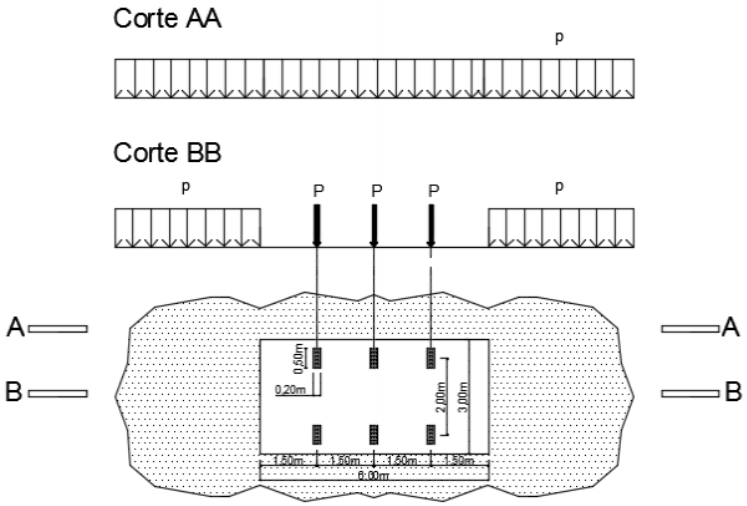


Figura 5 – Forças verticais e dimensões do trem-tipo TB-450 [3].

De acordo com a norma, a carga móvel assume uma posição qualquer em toda a pista rodoviária, considerando acostamento e faixas de segurança, com as rodas na posição mais desfavorável. A força distribuída deve ser aplicada na posição mais desfavorável, independentemente das faixas rodoviárias.

A NBR 7188 define ainda uma força concentrada Q (kN) e uma força distribuída q (kN/m²), referentes à carga vertical móvel, aplicadas no nível do pavimento, iguais aos valores característicos majorados pelos Coeficientes de Impacto Vertical (CIV), do Número de Faixas (CNF) e de Impacto Adicional (CIA), conforme se verifica nas equações a seguir:

$$Q = P*CIV*CNF*CIA \qquad (6)$$

$$q = p*CIV*CNF*CIA \qquad (7)$$

2.3 Esforços solicitantes

Os esforços solicitantes foram aplicados sobre a estrutura de acordo com as prescrições da NBR 8800, respeitando-se as combinações os coeficientes de majoração e minoração necessários.

O cálculo das forças devidas ao vento foi feito segundo a metodologia da NBR 6123, que abrange edificações em geral. Todavia, com o intuito de avaliar os efeitos da aplicação de tais forças segundo diferentes metodologias, a velocidade básica do vento foi determinada conforme procedimentos da NBR 6123 e da NBR 5422, apresentados anteriormente.

Para o distrito de Moeda, cujas coordenadas geográficas são 20º 19' 59" S e 44º 03' 10" W, a velocidade básica obtida do mapa de isopletas da NBR 6123 foi de 32 m/s, para período de integração de 3 segundos. Do mapa da NBR 5422, obtém-se 18 m/s de velocidade, referente ao período de integração igual a 10 minutos. Fazendo as devidas correções, esta velocidade equivale a 26 m/s quando o período de integração é de 3 segundos.

Portanto, para as velocidades de 32 m/s e 26 m/s, respectivamente, as forças devidas à incidência do vento são dadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Forças devidas ao vento aplicadas na estrutura.

Força	NBR 6123 [kN/m]	NBR 5422 [kN/m]
Vento a sotavento (altura de 8,0 m)	2,024	1,754
Vento a sotavento (altura de 13,6 m)	3,971	3,442
Vento a barlavento (altura de 8,0 m)	1,446	1,253
Vento a barlavento (altura de 13,6 m)	2,836	2,481

A sobrecarga variável referente ao peso do trem-tipo foi aplicada sobre o tabuleiro de concreto nos quatro vãos centrais da ponte, locais que, segundo as linhas de influência avaliadas, apresentaram as piores hipóteses de carregamento, o que era esperado pelo fato da ponte ser biapoiada. O comprimento adotado para o trem-tipo foi de 14 metros, referente a um caminhão, aplicando-se uma força linearmente distribuída sobre o tabuleiro.

Destaca-se que a carga do trem-tipo adotado na análise foi superior à normativa, igual a 600 kN, sendo mais realista. Ponderando as forças por meio de coeficientes e usando as combinações sugeridas pela NBR 8800, chega-se às seguintes formulações de carregamentos:

- (1,25) * Peso Próprio;
- (1,25) * Peso Próprio + (1,40) * Vento;
- (1,25) * Peso Próprio + (1,00) * Sobrecarga do trem-tipo + (1,40) * (0,60) Vento.

Salienta-se também que não se aplicou nenhum coeficiente de majoração à sobrecarga do caminhão, com o intuito de se obter o valor real de 60 toneladas (600 kN), e que as forças devidas ao vento foram aplicadas perpendicularmente sobre as vigas longitudinais. Além disso, para se chegar a um resultado mais condizente com a realidade, optou-se por fazer a análise não-linear do modelo da ponte.

2.4 Modelo numérico desenvolvido

De posse dos dados apresentados na descrição da ponte, modelou-se a estrutura utilizando o SAP2000®. De acordo com CSI (2019) [8], o SAP2000® é um programa de elementos finitos

com interface gráfica tridimensional, preparado para realizar a modelagem, a análise estrutural e dinâmica e o dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia. O modelo numérico desenvolvido é apresentado na Figura 6.

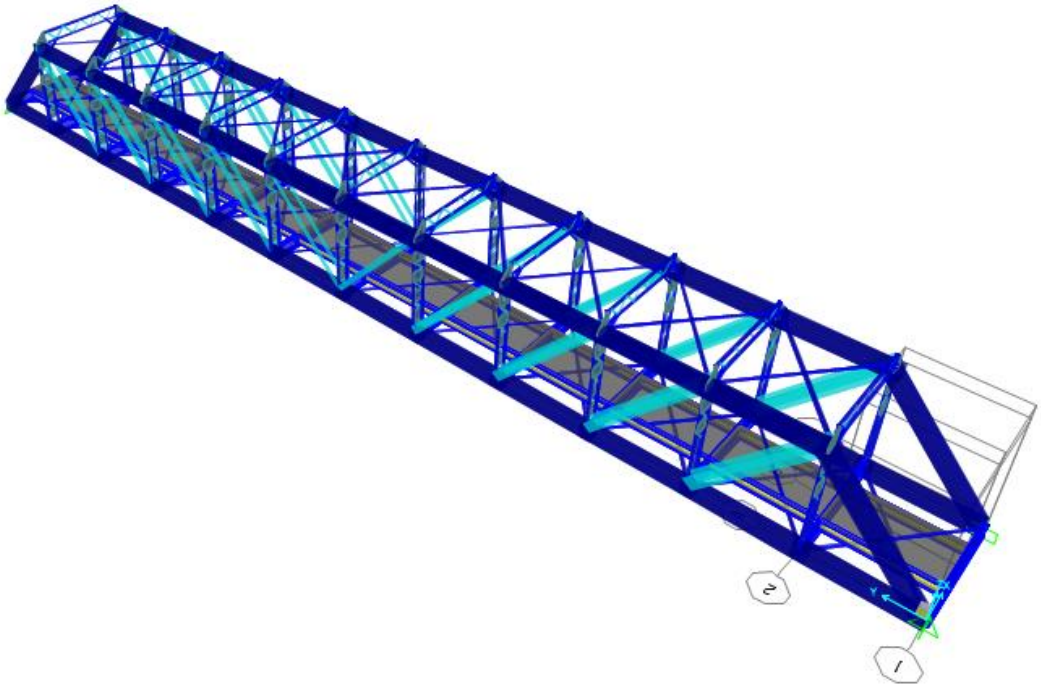


Figura 6 – Vista em 3D do modelo numérico tridimensional da ponte.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Reações de apoio

A terceira combinação apresentada no Item 2.3 foi a que apresentou a configuração mais desfavorável à estabilidade da ponte ao se aplicar as forças definidas na Tabela 2 e a sobrecarga do caminhão. Para este caso, foram obtidas da análise não-linear no SAP2000® as reações de apoio globais, ou seja, somatório das reações dos quatro apoios da ponte. Os resultados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Reações de apoio globais da estrutura.

Procedimento	Reação de apoio					
	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]
NBR 6123	-819,4	-1,588E-10	1528,1	41265,5	-6754,6	22123,4
NBR 5422	-712,0	-1,321E-10	1528,1	41265,5	-6465,1	19225,0

Dos resultados apresentados na Tabela 3, destacam-se aqueles referentes às forças nas direções x e y. Como as forças da NBR 5422 são menores do que as da NBR 6123, era de se esperar que as reações de apoio também fossem menores. Observa-se, entretanto, que embora a diferença entre as forças aplicadas seja de aproximadamente 15%, a discrepância entre as reações de apoio excede esse valor na direção y, ultrapassando 20%.

Estas constatações evidenciam a importância de que os procedimentos brasileiros utilizados para determinação de forças devidas ao vento sejam revisados, uma vez que se encontram desatualizados. Isso se torna ainda mais necessário quando se verifica a alteração dos perfis climáticos do território nacional, decorrentes das intervenções humanas no país e no mundo, que levam a alterações fenológicas no terreno ao longo dos anos. Ademais, esta necessidade de revisão é reforçada ao se verificar diversos registros de acidentes envolvendo estruturas metálicas e que provocados pela ação de ventos extremos.

3.2 Análise Numérica

O resultado da análise não-linear indicou que algumas peças da ponte estariam solicitadas além de sua capacidade resistente. Estas peças foram, mais especificadamente, pilares e diagonais de treliça, conforme se verifica na Figura 7, as quais atingiram o primeiro modo de falha, flambagem devido à força axial de compressão.

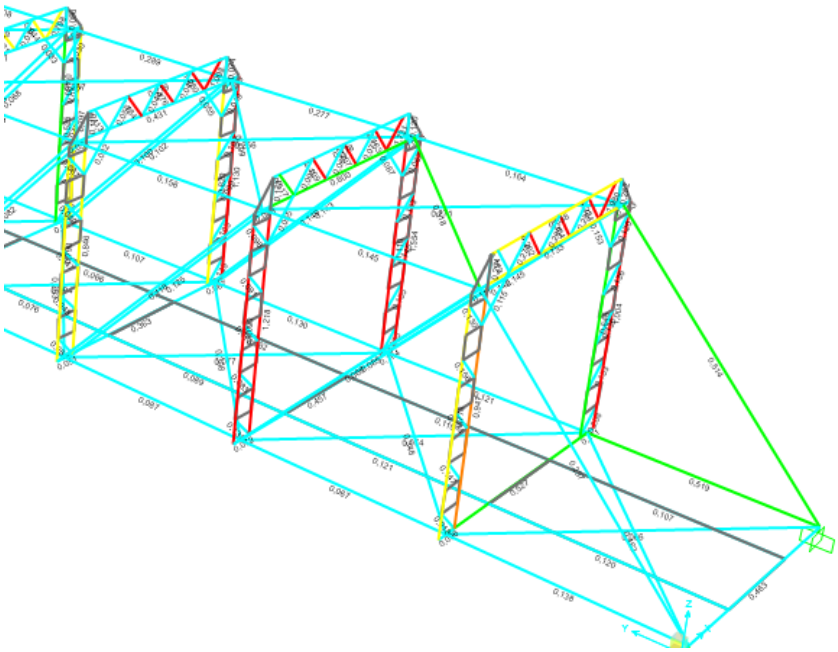


Figura 7 – Pilares e diagonais de treliça que atingiram o primeiro modo de falha.

A flambagem devido à força axial de compressão, indicada nas peças em vermelho na Figura 7, foi notória na inspeção local, cujos registros podem ser verificados nas Figuras 8 e 9.

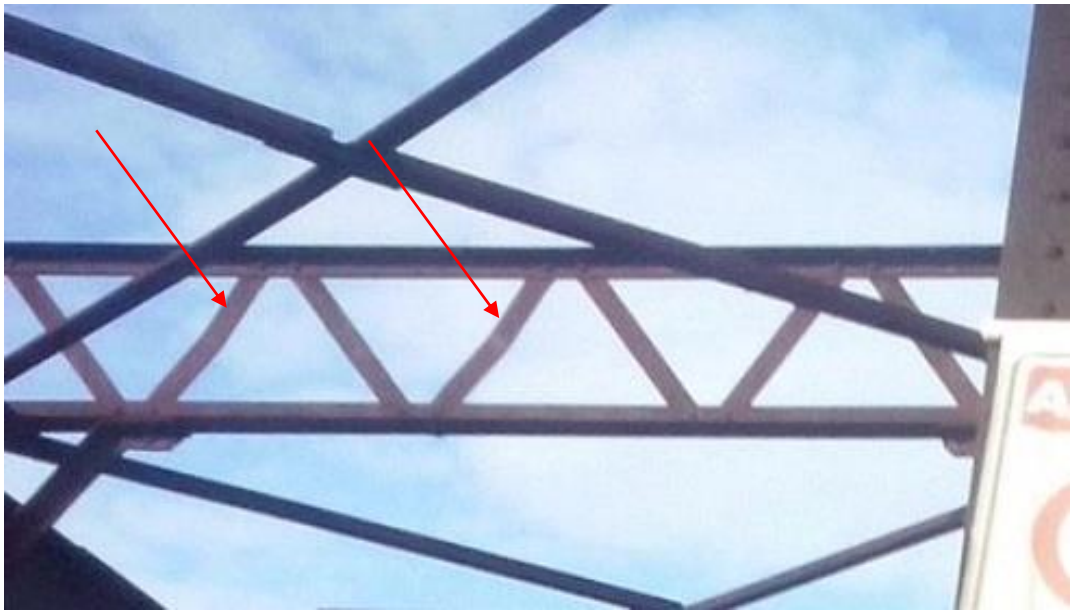


Figura 8 – Diagonais de treliça flambadas.

Figura 9 – Flambagem das cantoneiras dos pilares.

A comparação da análise numérica com a situação *in loco* dos elementos estruturais da ponte indica que o modelo desenvolvido condiz com a realidade e aponta a necessidade de intervenções de reforço estrutura.

4 CONCLUSÃO

A aplicação de forças devidas ao vento a partir de velocidades básicas obtidas segundo as normas NBR 6123 e NBR 5422 implicou em valores discrepantes de reações de apoio no modelo numérico da ponte. Esta constatação evidencia a necessidade de revisão dos procedimentos normativos brasileiros utilizados para determinação de forças devidas ao vento, o que pode conduzir ao dimensionamento de estruturas com maior segurança.

Pela análise numérica não-linear do modelo, identificou-se precisamente que algumas peças apresentaram algum modo de falha, sendo possível afirmar que a ponte carece de reforços estruturais, necessários para garantir a estabilidade global de sua estrutura perante as solicitações às quais ela estará submetida quando da sua utilização no transporte rodoviário.

REFERÊNCIAS

[1] Pinho, F. O.; Bellei, I. H. *Pontes e viadutos em vigas mistas*. Instituto Brasileiro de Siderurgia – Centro Brasileiro da Construção em Aço. Rio de Janeiro, 2007.

[2] Marchetti, O. *Pontes de concreto armado*. Blucher. São Paulo, 2013.

[3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *ABNT NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*. Rio de Janeiro, 1984.

[4] Jacinto, L; Neves, L. C.; Santos, L. O. *Avaliação de segurança de pontes existentes – análise probabilística*. 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes. Coimbra, 2011.

[5] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *ABNT NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988.

[6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *ABNT NBR 5422 – Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica*. Rio de Janeiro, 1985.

[7] 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.

[8] Computers & Structures, INC. SAP 2000. Portugal, 2019.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ELEMENTOS FINITOS TIPO CASCA E TIPO SÓLIDO APLICADOS EM CHAPAS E TUBOS TRACIONADOS*

Diego Luiz Costa e Souza[1]
Paulo Henrique Salgado Amorim[2]
Lucas Roquete[3]
Matheus Miranda de Oliveira[4]

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo numérico comparativo entre dois tipos de elementos finitos que são empregados em análises numéricas computacionais, o tipo casca e o tipo sólido. Os elementos foram aplicados em chapas e tubos submetidos à tração. Os modelos numéricos foram desenvolvidos usando o método dos elementos finitos, MEF, com uso do software ANSYS. As chapas possuíam seção retangular e assim como os tubos, continham ou não parafusos. Foi possível analisar os diferentes comportamentos entre os tipos de elementos e avaliar a influência do uso de elementos tipo casca e o tipo sólido para simulação dessa configuração geométrica em termos de custo computacional e do comportamento estrutural dos modelos. Para os métodos utilizados, foi observado que para as chapas o uso do elemento tipo caca ou tipo sólido é indiferente, apresentando resultados bastante semelhantes. Enquanto que para os tubos, o elemento do tipo sólido apresentou, resultados mais aproximados com a teoria do que o elemento do tipo casca.

Palavras-chave: Estruturas metálicas; Análise numérica; Elemento de sólido; Elemento de casca.

FINITE ELEMENTS SHELL AND SOLID APPLIED ON PLATES AND TUBES UNDER TENSION

Abstract

This work presents a comparative numerical study between two types of finite elements that are used in numerical computational analysis, shell type and solid type. The elements were applied in steel plates and tubes submitted to traction. The numerical models were developed using the finite element method, FEM, using ANSYS software. The plates had a rectangular section and just like the tubes, they had bolts or not. In this way it was possible to analyze the different behaviors between the types of elements and to evaluate the influence of the use of shell elements and the solid type to simulate this geometric configuration in terms of computational cost and the structural behavior of the models. For the methods used, it was observed that for the plates the use of the element type shell or solid type is indifferent, presenting very similar results. While for the tubes, the solid type element presented results closer to the theory than the shell type element.

Keywords: Steel structure; Numerical analysis; Solid element; Shell element.

[1] Engenheiro Civil, formado pela Universidade Federal de São João del-Rei/UFSJ, Ouro Branco, MG, Brasil.
[2] Graduando em Engenharia Civil pela UFSJ, Ouro Branco, MG, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Doutor, Professor Adjunto, DTECH, UFSJ, Ouro Branco, MG, Brasil.
[4] Engenheiro Civil, mestrando, Universidade Federal de Ouro Preto/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2019** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 14 a 16 de agosto de 2019, São Paulo, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Dentre algumas vantagens do uso de estruturas de aço pode-se destacar a redução no tempo de construção, racionalização no uso de materiais e mão de obra, aumento da produtividade e ainda, dependendo da tipologia de perfil, proporcionar maior harmonia com o ambiente, ideal para melhores aspectos estéticos. A Figura 1 apresenta uma edificação construída em aço, estrutura esbelta e os fechamentos de vidro produzem um efeito de leveza e luminosidade. A opção pelo aço, em vez do concreto, permitiu a criação de colunas e vigas de dimensões reduzidas (5).

Figura 1. Edificação em aço
Fonte: Figueirola e Finotti (2007)

Perfis em aço possuem ótimo desempenho estrutural aos esforços de tração. Seu uso compreende uma extensa aplicação no campo de engenharia, seja em estruturas fixas: edifícios, pontes entre outras, ou estruturas móveis: aplicado nas indústrias ferroviárias, automobilísticas e naval. Em estruturas em que existe a predominância de elementos tracionados são utilizados os sistemas treliçados de aço.

Visando a aplicabilidade desse material, inúmeros estudos são realizados em âmbito teórico, numérico e experimental com o objetivo de desenvolvimento de novas técnicas e propostas de metodologias para o aperfeiçoamento do dimensionamento.

Há no mercado diversos softwares comerciais para realização de análises numéricas. A análise numérica via elementos finitos deve representar adequadamente a situação que será analisada. Portanto, a construção do modelo numérico deve ser sistemática com a finalidade de uma boa representação do modelo experimental. A escolha dos elementos finitos empregados nas análises é essencial para a obtenção de resultados adequados.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo o desenvolvimento e a avaliação de um modelo numérico (via elementos finitos) para chapas e perfis tubulares de aço submetidos à esforço de tração modelados com elementos do tipo casca (SHELL) e do tipo sólido (SOLID) e a comparação dos resultados para aplicação em modelos com esforço semelhante ao analisado. Além de realizar um estudo comparativo dos resultados numéricos com resultados teóricos como indicados em Salmon e Johnson (16), e de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800 (1).

1.2 Revisão da literatura

Os critérios utilizados no cálculo da força axial de tração resistente de cálculo para barras prismáticas são prescritos no item 5.2 da norma brasileira para projeto de estruturas de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios ABNT NBR 8800 (1) e considera os estados limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida.

No Brasil, o fato dos estudos com perfis tubulares começarem a serem desenvolvidos há pouco tempo, a falta de informações precisas e sólidas convertem o uso de perfis tubulares praticamente a coberturas espaciais, utilizadas em shoppings, aeroportos, estádios de futebol e galpões industriais. Com o intuito de amplificar a utilização desses perfis dentro do mercado brasileiro, diversas pesquisas vêm sendo realizadas, buscando informações que descrevam e identifiquem o comportamento dos perfis para chegar-se à um resultado de dimensionamento preciso e confiável. Para isso, as análises numéricas computacionais são amplamente empregadas, pois o custo gerado neste método é bem inferior ao de análises experimentais, além do que uma maior gama de combinações e variedades podem ser implementadas sem um acréscimo significativo de gastos.

Marconci (9) emprega a análise numérica através de elementos finitos com a finalidade de simular o comportamento estrutural de vigas mistas de aço e concreto enfatizando a interface entre a viga e a laje por meio de modelos tridimensionais. A metodologia e os elementos utilizados nesse estudo contribuíram na modelagem numérica deste trabalho.

Oliveira (12) apresenta uma avaliação de chapas soldadas submetidas à força axial de tração por meio de uma análise numérica via elementos finitos, com uso do software ANSYS 17.1. Com o desenvolvimento de um modelo numérico de duas chapas soldadas com cordões de soldas de filete longitudinais nos dois lados com o objetivo de avaliar os resultados dos modelos numéricos e comparar com os resultados prescritos segundo a ABNT 8800 (1). Foi realizado a variação das características dos modelos com a finalidade de identificar sua influência no comportamento em relação as suas propriedades, características, condições de contorno e malhas, contribuindo para o desenvolvimento deste trabalho.

Em um estudo mais recente, Freire *et al*. (6) desenvolveu uma pesquisa com o objetivo de investigar a resposta estrutural das ligações com parafusos, utilizando chapas com três tipos de aço inoxidável, uma vez que o dimensionamento desse material é realizado fazendo-se uma analogia ao comportamento do aço carbono. No entanto, o desempenho do aço inoxidável é complexo e diferente. Para tal fim, foi empregado o método de análises numéricas que comparado com ensaios experimentais trouxeram bons resultados.

Esses e demais estudos na área mostram a importância das análises numéricas no desenvolvimento de novas pesquisas, contribuindo com o acréscimo de informações sobre novas tecnologias de engenharia. A calibração do modelo numérico é de enorme valia para a obtenção de resultados condizentes com a realidade, sendo uma etapa fundamental no desenvolver das análises.

1.2.1 Avaliação de chapas tracionadas

Para a verificação da capacidade resistente da ligação de chapas e tubos foi definido como falha o escoamento da seção bruta. Segundo os critérios da ABNT NBR 8800 (1) esse modo de falha é calculado conforme Equação 1.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g * f_y}{\gamma_{a1}} \tag{1}$$

Onde:
$N_{t,Rd}$ – Força axial de tração resistente de cálculo;
A_g – Área bruta da seção transversal da barra
f_y – Tensão resistente de escoamento do aço;
γ_{a1} – Coeficiente de ponderação da resistência.

O deslocamento em uma barra prismática provocado por uma força axial é obtido com uso da Equação 2, proposta por Hibbeler (8):

$$\Delta = \frac{F * L}{E * A} \tag{2}$$

Onde:
Δ – Deslocamento;
F – Força aplicada;
L – Comprimento da barra;
E – Módulo de elasticidade do aço;
A – Área da seção transversal da barra.

A ABNT NBR 8800 (1) prescreve uma formulação para verificação da capacidade resistente da seção para o modo de falha relacionado à ruptura da seção líquida, apresentada pela Equação 3.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e * f_u}{\gamma_{a2}} \tag{3}$$

Onde:
$N_{t,Rd}$ – Força axial de tração resistente de cálculo;
A_e – Área líquida efetiva da seção transversal da barra, apresentado na (Equação 4);
f_u – Tensão resistente à ruptura do aço;
γ_{a2} – Coeficiente de ponderação da resistência.

$$A_e = C_t * A_n \tag{4}$$

Onde:
C_t – Coeficiente de redução da área líquida;
A_n – Área líquida da barra.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente, realizou-se uma revisão bibliográfica do assunto, chapas e tubos submetidos à esforços de tração, procurando-se materiais úteis que serviram de base para o início da pesquisa. Com os materiais relevantes em mãos, parte-se para a definição das tipologias e parâmetros dos modelos que serão estudados.

Definidos os modelos, a próxima etapa foi construir os modelos numéricos via elementos finitos por meio do software ANSYS (17.1 e 18.0), na versão estudantil disponibilizada pela sua desenvolvedora. A modulação foi feita com o uso da ferramenta APDL (ANSYS Parametric Design Language) com o objetivo de automatizar a construção do modelo e facilitar as variações necessárias no estudo, como por exemplo, os parâmetros do material, as seções ou até mesmo os deslocamentos impostos. Deslocamentos estes, que serão aplicados de forma crescente e constante com o intuito da obtenção da curva Força x Deslocamento de cada modelo. Com os gráficos das curvas, foi possível avaliar o comportamento dos modelos e comparar com análises teóricas e/ou experimentais.

2.1 Modelo numérico

O modelo foi gerado para uma chapa de Aço AR 350 com dimensões 400x250x20 mm, ou seja, 400 mm de comprimento, 250 mm de altura e 20 mm de espessura, e para um parafuso, ASTM A325 com diâmetro de 15,875 mm e comprimento de 100 mm. Para os perfis tubulares as dimensões foram de 400x70x5,5 mm, sendo 400 mm de comprimento, 70 mm de diâmetro externo e 5,5 mm de espessura - e as propriedades do material as mesmas da chapa. As características mecânicas dos modelos estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1: Características mecânicas dos modelos.

Chapa/Tubo				Parafuso			
f_y (MPa)	ε_y (%)	f_u (MPa)	ε_u(%)	f_y (MPa)	ε_y (%)	f_u (MPa)	ε_u(%)
350	0,175	485	17,5	635	0,326	825	32,6

f_y – Resistência ao escoamento do aço; ε_y – Limite de deformação elástica do aço;
f_u – Resistência à ruptura do aço à tração; ε_u – Limite de deformação plástica do aço.

Para permitir a transmissão dos esforços entre a chapa (ou tubo) e o parafuso foram utilizados os elementos de contato disponibilizados no software. O diâmetro total do furo foi de 19,375mm, valor calculado conforme prescrito no item 5.2.4.1 da ABNT NBR 8800 (1), assim sendo, o parafuso foi deslocado para eliminar a folga existente entre os parafusos e o elemento analisado (chapa ou tubo). Evitando dessa maneira, deslocamentos de corpo rígido devido a folga entre o parafuso e o elemento em questão. Para construção do modelo foram utilizados chapa tipo casca, chapa tipo sólido, tubo tipo casca e tubo tipo sólido.

2.1.1 Elementos

Os elementos sólidos escolhidos foram o SOLID185, o SOLID 186 e o SOLID 187. Para os elementos casca, foram escolhidos o SHELL 181 e o SHELL 281. Assim realizou-se diversas combinações, nas chapas variou-se os tipos de elementos entre casca SHELL 181 e SOLID 186. Para os tubos variou-se em maior quantidade, por ser o foco maior deste trabalho, sendo estes tipos: SHELL 181, SHELL 281, SOLID 185, SOLID 186 e SOLID 187. Para modelar os parafusos

utilizou-se somente o tipo sólido semelhante ao adotado na chapa ou tubo, em que nos de casca foi mantido o SOLID 186. A Tabela 2 resume as combinações realizadas.

Tabela 2: Combinações realizadas.

Combinação	Chapa	Tubo	Parafuso
1	SHELL 181	-	-
2	SOLID 186	-	-
3	SHELL 181	-	SOLID 186
4	SOLID 186	-	SOLID 186
5	-	SHELL 181	-
6	-	SHELL 281	-
7	-	SOLID 185	-
8	-	SOLID 186	-
9	-	SOLID 187	-
10	-	SHELL 181	SOLID 186
11	-	SHELL 281	SOLID 186
12	-	SOLID 185	SOLID 185
13	-	SOLID 186	SOLID 186
14	-	SOLID 187	SOLID 187

2.1.2 Malha e Condição de contorno

A geração da malha em um modelo pode ser feita de forma livre ou mapeada. No modelo apresentado utilizou-se a malha livre. O modelo foi realizado em uma versão estudantil do software ANSYS, que restringe o tamanho da malha, baseado na quantidade de nós gerados pela mesma, limitando um estudo de malha com malhas muito pequenas. Portanto variou-se o tamanho da malha em alguns modelos para verificar sua influência nos resultados, de forma que o programa suportasse a quantidade de nós gerados. Para os elementos de chapa com parafuso, tanto sólido quanto casca, as variações foram de 10, 11 e 14 mm. Já para os elementos tubulares a malha foi constante e de tamanho igual a 11 mm.

Para estabelecer as condições de contorno, os nós das extremidades das chapas e dos tubos foram acoplados de forma que o deslocamento aplicado fosse igualmente distribuído ao longo da seção transversal da chapa (ou tubo). Nestes nós, em uma das extremidades foram aplicados deslocamento e rotação de 0 mm (em todas as direções), simulando o engaste da peça. Na outra extremidade aplicou-se um deslocamento de 7 mm para as chapas e para os perfis tubulares (ambos na direção horizontal), simulando a tração imposta sobre a peça, uniformemente distribuída pelos nós.

O deslocamento de 7 mm foi aplicado por ser 10 vezes maior que o de início de escoamento, 0,7 mm, facilitando a visualização do patamar de escoamento do material. O valor de 0,7 mm foi obtido por meio da análise teórica da força axial resistente, para escoamento da seção bruta fornecido pela Equação 1 segundo a ABNT NBR 8800 (1), sem a ponderação da resistência. Com a força resultante obteve-se o valor do deslocamento fornecido pela Equação 2 de acordo com Hibbeler (8).

O deslocamento de 10 mm nos perfis tubulares foi aplicado aleatoriamente. Nesta etapa do trabalho foi priorizada análise apenas na fase elástica, não se trabalhando com a força de ruptura.

2.2 Análise não linear

Foi utilizada a linguagem de programação do software ANSYS 17.1/18.0, APDL (ANSYS Parametric Design Language) com o objetivo de automatizar a construção do modelo e facilitar suas variações de geometria com controle de todas as características inseridas no modelo numérico.

Realizou-se uma análise não linear considerando as propriedades mecânicas do aço. Nesta análise houve a aplicação de deslocamento ao invés da aplicação de força. O deslocamento, no sentido do comprimento do perfil, é imposto nos nós de extremidades e com isso são obtidas as reações de carregamento.

Com relação a não linearidade do material, foi utilizado material multilinear (Multilinear Isotropic Hardening) com três pontos para representar a curva tensão versus deformação do aço das chapas, tubos e parafusos, as deformações correspondentes ao final de cada trecho foram definidas com base no diagrama tensão versus deformação dos aços de alta resistência e baixo carbono apresentado por Salmon e Johnson (15), como é representado na Figura 2.

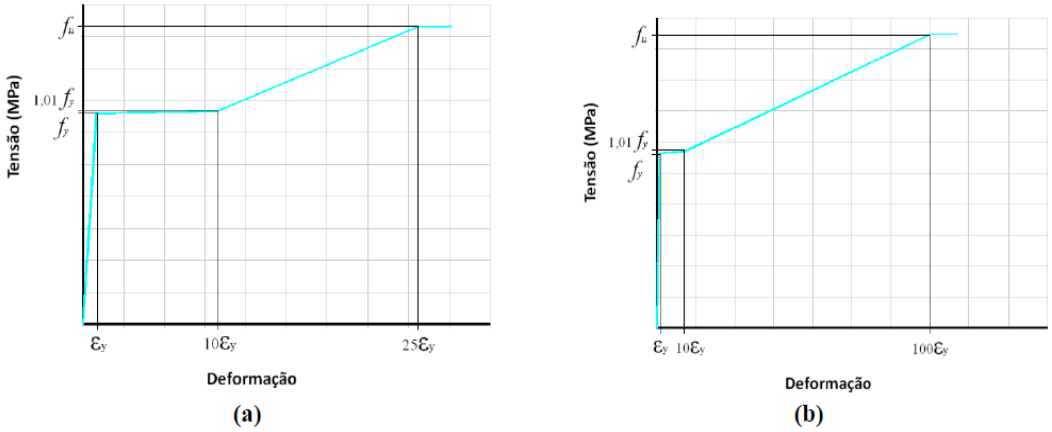


Figura 2. Relação constitutiva dos materiais: (a) Parafuso; (b) Chapa/Tubo

Neste trabalho as análises foram realizadas somente na fase elástica. Um modelo com comportamento elasto-plástico perfeito poderia ser suficiente para as análises. Porém, optou-se pela utilização desse comportamento já pensando em futuras análises que necessitem da avaliação do comportamento na fase plástica.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este item apresenta a comparação dos resultados numéricos e teóricos, bem como uma comparação entre os modelos com elementos tipo casca (SHELL) e tipo sólido (SOLID).

3.1 Chapas

Em todos os modelos onde não há parafuso foi possível notar uma distribuição uniforme ao longo do comprimento da chapa, já para os elementos onde há a presença do parafuso, nota-se uma concentração e o escoamento da seção bruta na região do furo, conforme apresenta a Figura 3.

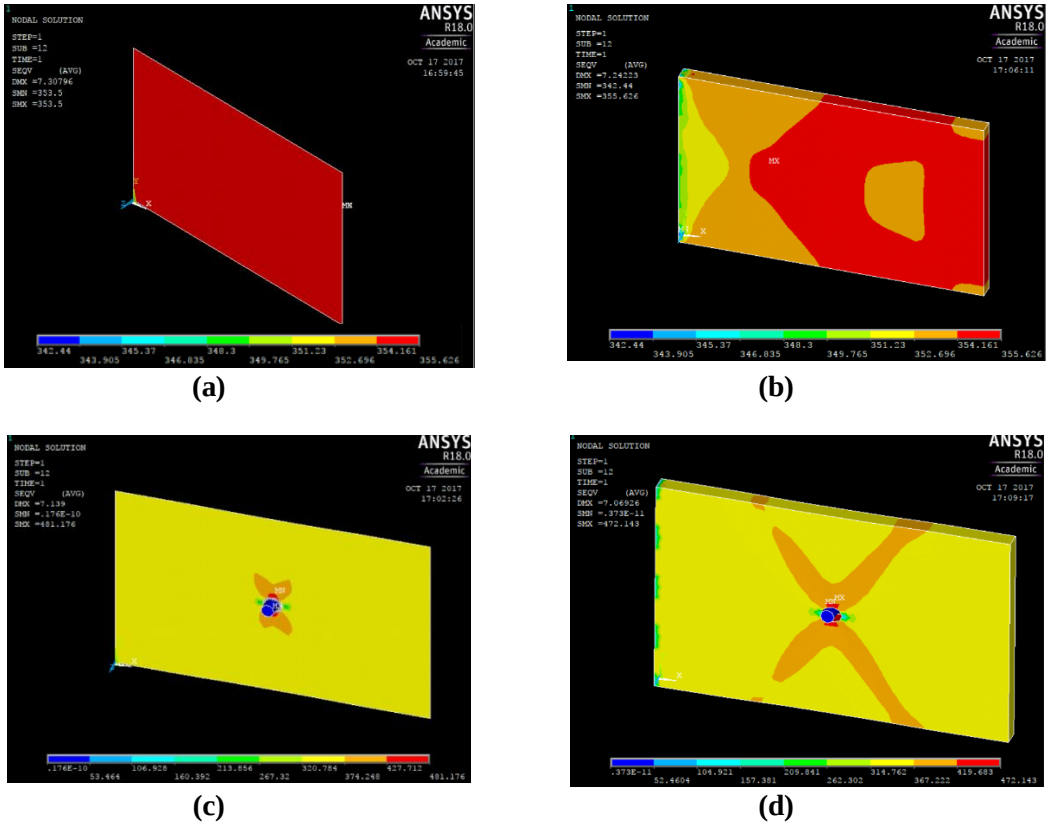


Figura 3: Distribuição de Tensão: (a) casca sem parafuso; (b) sólido sem parafuso; (c) casca com parafuso; (d) sólido com parafuso.

Os valores máximos de tensão obtidos pelo deslocamento aplicado mostraram-se bastante similares entre os dois tipos de modelos (Casca e Sólido) sem parafuso. No entanto, nos modelos com parafuso, houve uma variação significativa na distribuição de tensão atuante, sendo mais concentrada na região da ligação nos perfis do tipo casca e mais amplas nos perfis tipo sólido, e ainda resultar um acréscimo significativo no valor da tensão atuante, nos elementos tipo casca chegou-se a um valor superior de 127,7 MPa, correspondendo a 36,12% e para os modelos do tipo sólido o aumento foi de 116,5 MPa, correspondendo a 32,76% do menor valor. Os valores obtidos na análise estão resumidos na Tabela 3.

Tabela 3. Tensões atuantes (chapas)

Modelo	Tensão (MPa) - Casca	Tensão (MPa) -Sólido
Chapa sem Parafuso	353,5	355,6
Chapa com Parafuso	481,2	472,1

Nas Figuras 4 e 5 são apresentadas curvas de Força versus Deslocamento para os modelos numéricos de chapas, com deslocamento aplicado de 7 mm na fase elástica e suas variações no tamanho da malha, sendo que M10 significa a malha de 10 mm, M11 a malha de 11 mm e M14 a malha de 14 mm.

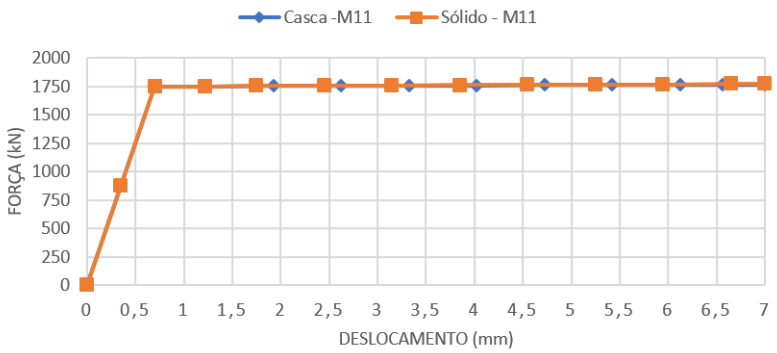


Figura 4: Gráfico Força x Deslocamento – Chapas sem parafuso

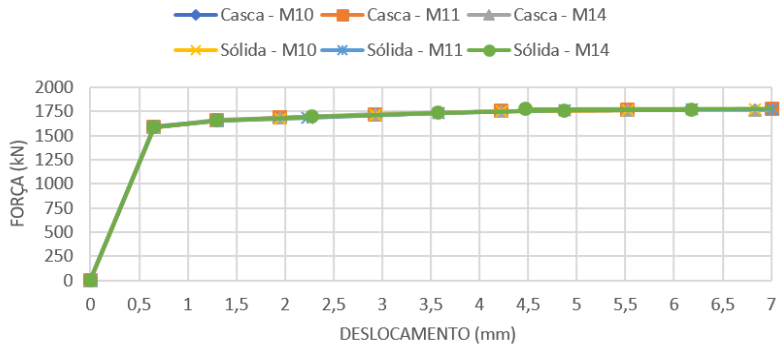


Figura 5: Gráfico Força x Deslocamento – Chapas com parafuso

Nota-se pelas imagens que a variação do tamanho da malha não alterou em nada nos resultados, podendo ser utilizada qualquer uma das três especificadas neste trabalho. Atendando-se ao fato das pequenas variações referentes à limitação da quantidade de nós permitida pela versão do software.

A Tabela 4 apresenta os valores referentes ao resultado teórico, segundo a formulação da ABNT NBR 8800 (1), e aos modelos numéricos referentes aos modelos, sem o parafuso, uma vez que o modo de falha caracterizado em ambos os modelos foi devido ao escoamento da seção bruta, explicando a igualdade dos valores obtidos, com e sem o parafuso, tanto para o modelo casca como no modelo sólido.

Tabela 4: Forças resultantes das análises

	Força (kN) – Sem Parafuso
Teórico	1750,0
Chapa com Casca	1750,0
Chapa com Sólido	1749,8

Pelas curvas das Figuras 4 e 5, bem como a Tabela 4, observa-se que os valores obtidos pelo método numérico se mostraram, no caso de casca, igual, e no caso de sólido, bem próximo, ao obtido pelo método teórico, conforme a Equação 1, quando não minorados pelo coeficiente de ponderação da resistência. Com relação aos tipos de elementos utilizados, casca e sólido, neste caso, não foi observado nenhuma diferença significativa dos resultados, concluindo que ambas as opções de modelo condizem adequadamente ao esperado, referentes ao comportamento na fase elástica.

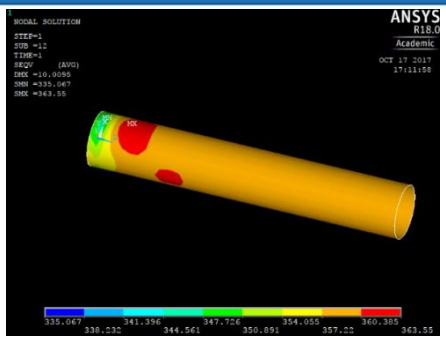
A presença do parafuso nos modelos (furos na seção) pode associar a ruptura da seção líquida (seção mais fragilizada), sendo ideal uma análise mais criteriosa, na fase plástica, aplicando maiores deslocamentos. Como aqui tem-se um trabalho inicial, optou-se por avaliar primeiro a fase elástica, sendo a análise na fase plástica objeto de estudos posteriores.

3.2 Tubos

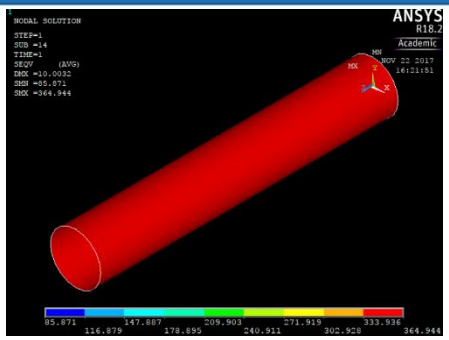
Assim como nas chapas, todos os modelos onde não havia parafuso foi possível notar uma distribuição mais uniforme ao longo do comprimento do tubo, conforme apresenta a Figura 6. Já para os elementos onde existia a presença do parafuso, nota-se uma concentração e o escoamento da seção bruta na região do furo, enfatizado pela Figura7.

Nas Figuras 6 e 7 é possível notar que o elemento casca SHELL 181 e o sólido SOLID 185, com e sem parafuso, apresentaram uma distribuição de tensão diferente dos demais elementos utilizados neste trabalho, que por sua vez, seguiram um padrão nessa distribuição.

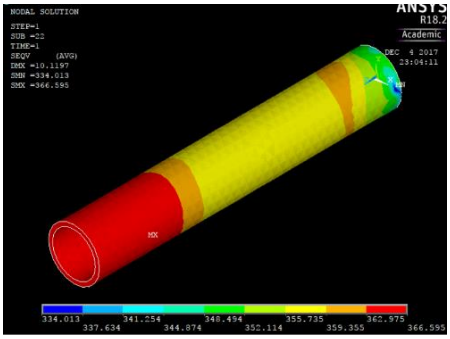
Os valores máximos de tensão atingidos nos elementos sem parafuso foram bem semelhantes entre si, tanto os elementos de casca quanto os elementos sólidos, como pode ser observado por meio da Tabela 5. Os elementos do tipo casca resultaram em valores bastante destoantes entre si, nos modelos onde existe a presença do parafuso, com uma diferença no valor 30,45 Mpa, correspondente a 6,82 %.



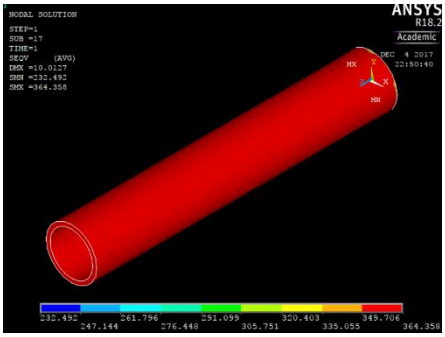
(a)



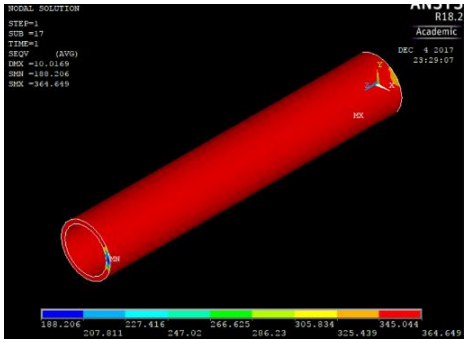
(b)



(c)

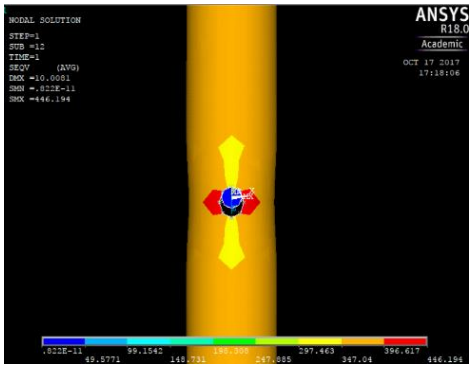


(d)

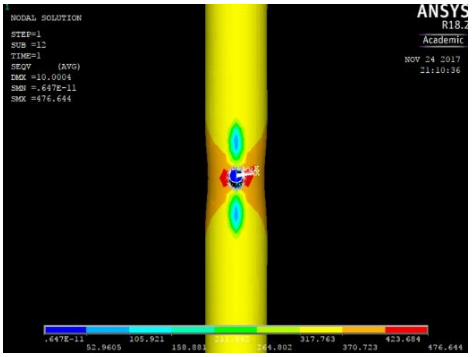


(e)

Figura 6: Distribuição de tensão – Elementos sem parafuso: (a) Shell 181; (b) SHELL 281; (c) SOLID 185; (d) SOLID 186; (e) SOLID 187

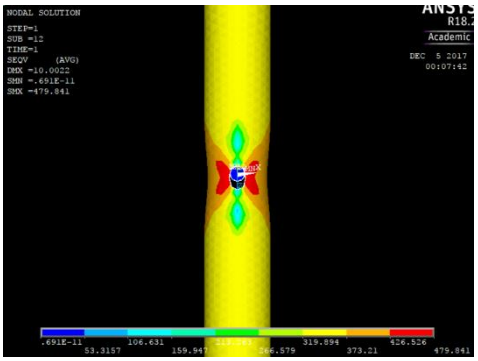


(a)

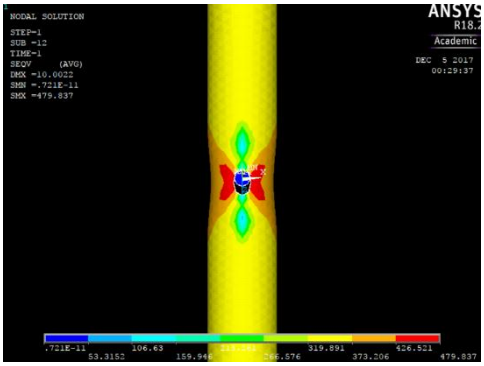


(b)

(c)



(d)



(e)

Figura 7: Distribuição de tensão – Elementos sem parafuso: (a) SHELL 181; (b) SHELL 281; (c) SOLID 185; (d) SOLID 186; (e) SOLID 187

Os elementos sólidos SOLID 186 e SOLID 187 resultaram em valores iguais de tensão, enquanto que o SOLID 185 resultou em um valor de 54,01 MPa a menos que os outros dois, cerca de 12,68% do menor valor, quando comparados também, no modelo onde há a presença do parafuso. Os valores obtidos na análise estão resumidos na Tabela 5.

Tabela 5: Tensões atuantes (tubos)

Modelo	Elemento	Tensão (MPa)
Tubo sem Parafuso	SHELL 181	363,55
	SHELL 281	364,94
	SOLID 185	366,59
	SOLID 186	364,36
	SOLID 187	364,65
Tubo com Parafuso	SHELL 181	446,19
	SHELL 281	476,64
	SOLID 185	425,83
	SOLID 186	479,84
	SOLID 187	479,84

Nas Figuras 8 e 9 são apresentadas curvas de Força versus Deslocamento para os modelos numéricos de seções tubulares, com deslocamento aplicado no valor de 10 mm.

Analogamente às chapas, foi possível notar uma relação linear de proporcionalidade entre a força e o deslocamento, para pequenos deslocamentos, seguida de uma de tendência de força constante com aumento de deslocamento, podendo caracterizar o início escoamento da seção bruta nos modelos sem parafuso. Nos modelos com parafuso observa-se uma tendência linear até um determinado valor de carregamento, seguido de uma mudança de inclinação na curva de carga versus deslocamento, acompanhada por um carregamento crescente.

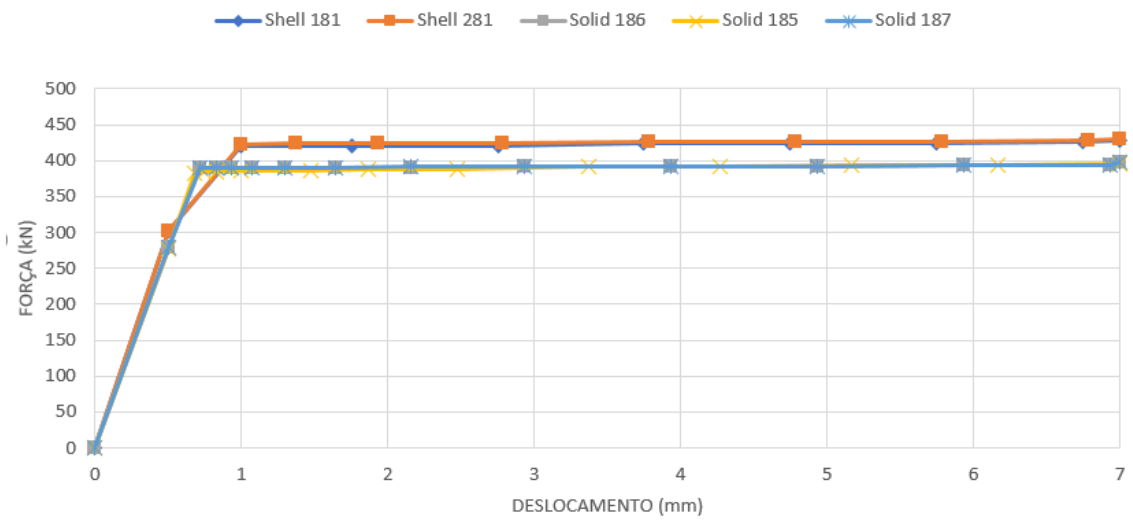


Figura 8. Gráfico Força x Deslocamento – Tubo sem parafuso

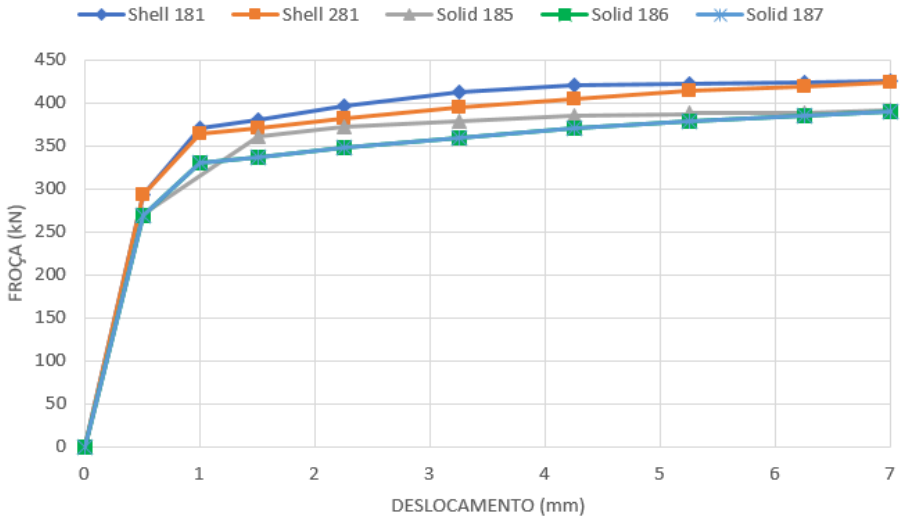


Figura 9. Gráfico Força x Deslocamento – Tubo com parafuso

Comparando-se os gráficos das Figuras 8 e 9 é possível notar que os modelos que não tiveram a presença do parafuso apresentaram uma curva com uma força aproximadamente constante após atingir um determinado valor de carregamento, caracterizando o patamar de escoamento da seção bruta. Para esse modelo, segundo a Equação 1, o escoamento ocorre no valor de 390,06 kN. Já nos modelos com parafuso esse comportamento não é observado, pois não existe uma constância de força com aumento de deslocamento. Além disso, a mudança de inclinação da curva ocorre para uma carga abaixo da carga teórica de início de escoamento, no valor de 390,06 kN, indicando a presença de outro modo de falha no modelo.

Comparando-se os resultados entre os elementos casca e sólido dos modelos sem parafuso, através da Figura 8, observou-se que os valores de forças obtidos para o escoamento da seção bruta foram bem semelhantes. Os elementos de casca apresentaram valores superiores se comparado com o elemento sólido, cerca de 7,8 %. Houve um pequeno ganho de rigidez comparando-se um modelo com o outro, pois o deslocamento necessário para o início de escoamento passou a ser de aproximadamente 0,8 mm, nos elementos tipo sólido (SOLID), para 1,00 mm, nos elementos do tipo casca (SHELL). Este fato pode ser explicado pelo o elemento tipo casca possuir mais graus de liberdade.

Pela Figura 9, nos modelos com parafuso, observa-se uma pequena divergência entre curvas entre os elementos do tipo casca SHELL 181 e SHELL 281, no qual o primeiro atinge valores um pouco maiores de força para um mesmo deslocamento, entretanto para valores maiores de deslocamento o valor da força tende a igualar-se.

Na Tabela 6 apresenta-se os valores obtidos das forças e os respectivos deslocamentos que provocam o escoamento da seção para os modelos sem parafuso.

Tabela 6: Resultados de Força e Deslocamento obtidos.

Modelo	Elemento	Deslocamento (mm)	Força (kN)	Força Teórica (kN)
Tubo sem Parafuso	SHELL 181	1,00	421,11	390,06
	SHELL 281	1,00	423,17	390,06
	SOLID 185	0,74	382,02	390,06
	SOLID 186	0,83	390,06	390,06
	SOLID 187	0,83	390,06	390,06

É possível verificar pela Tabela 6 que os elementos do tipo sólido apresentaram valores bem próximos, ou até mesmo iguais ao resultado teórico, reforçando a ideia de que os elementos tipo casca (SHELL) poderiam não ser os mais indicados neste tipo de análise. Porém em função da pequena diferença, mencionada anteriormente, e da quantidade de nós gerados, que é significativamente inferior aos elementos do tipo sólido (SOLID), reduzindo o custo computacional da análise, não se despreza o uso desses elementos. Um estudo de malhas mais refinadas poderia aproximar os resultados, reduzindo a pequena divergência.

Dentre os elementos sólidos analisados, o SOLID 185 foi o que apresentou maior divergência nos resultados, tanto na distribuição de tensão quanto na força resultante e no deslocamento necessário, concluindo a princípio que, por essas razões, não é um bom elemento representativo para as análises. Os elementos SOLID 186 e SOLID 187 apresentaram valores muito semelhantes entre si e iguais, dentre todos, ao resultado teórico, apontando uma tendência de boa representação numérica.

Um fato muito importante resultante da análise foi que o início de escoamento da seção bruta não foi o modo de falha predominante nos modelos com parafuso, pois é perceptível uma mudança de inclinação da reta na fase elástica do material para valores de força inferiores à 390,06 kN, indicando a presença de outros modos de falha, pela perda de rigidez do modelo.

Então, numa tentativa de identificar o modo de falha dominante, os valores em que ocorre essa mudança de inclinação da reta foram analisados. Para os elementos SOLID 186 e SOLID 187 a força obtida foi de 268,99 kN e para elementos SHELL 181 e SHELL 281 foi de 299,22 kN.

A carga de ruptura proveniente da Equação 3, quando não aplicado o coeficiente de ponderação, pois a curva de força versus deslocamento representa o comportamento característico do material, é de 436,98 kN. O cálculo foi realizado considerando-se um C_t igual a 1,0, que pode não ser o ideal para esse tubo e explicando talvez, a divergência com os resultados numéricos. Este fato já foi observado por Vieira (17), Amparo (2) e Roquete et al (13).

Ressalta-se ainda, que após a mudança de inclinação da curva, ocorre um ganho de resistência do material, observado pelo fato do acréscimo de deslocamento gerar também um aumento no carregamento aplicado, surgindo depois uma tendência de constância desse carregamento. Esse fenômeno pode caracterizar um outro modo de falha nesses modelos, a ovalização dos furos, também previsto na ABNT NBR 8800 (1) no item 5.2.6.

Para ilustrar esse efeito de ovalização do furo, foi aplicado ao modelo numérico do elemento SOLID 187 um deslocamento de 50 mm. O resultado é apresentado nas Figuras 10 e 11.

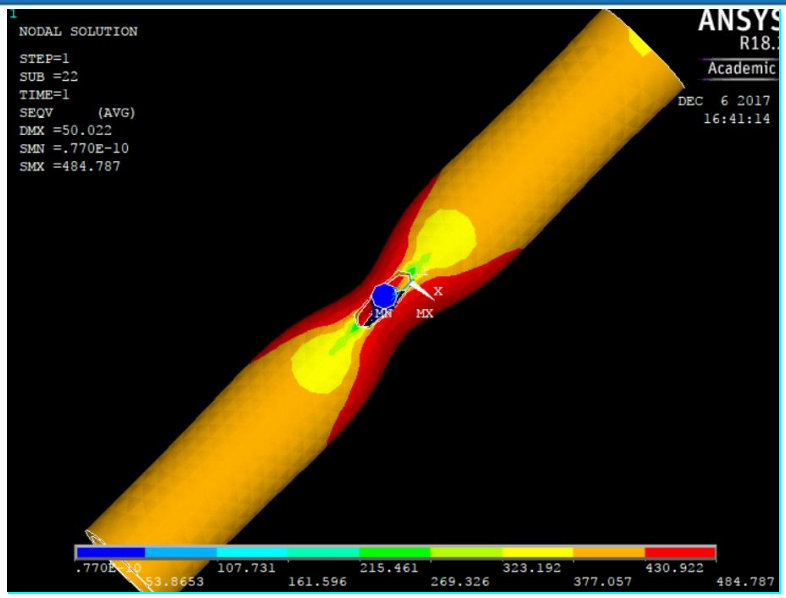


Figura 10: Distribuição de Tensão – Deslocamento de 50 mm.

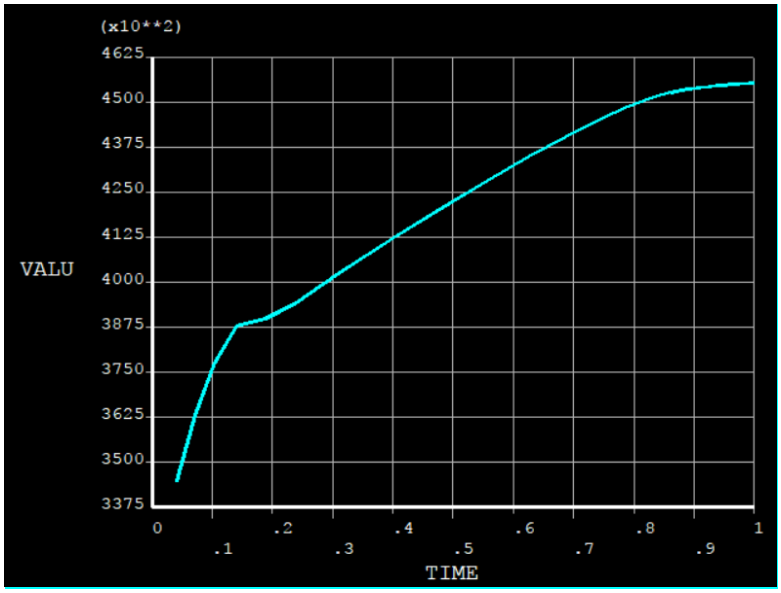


Figura 11. Comportamento da curva de Força x Deslocamento – Deslocamento de 50 mm

É possível notar pela Figura 10 a ocorrência do modo de falha devido a ovalização do furo e que a tensão máxima atingida foi de aproximadamente 485 MPa, indicando que a ruptura da seção líquida pode ter iniciado na seção crítica, porém esse modo de falha já está acompanhado da ovalização do furo.

Na Figura 11 é mostrado o comportamento da curva com o novo deslocamento aplicado, onde o eixo das ordenadas representa a força aplicada em Newtons (em uma escala de 100 vezes) e o eixo das abcissas representa o tempo em que os acréscimos de deslocamentos foram aplicados, ou seja, indica a curva de força versus deslocamento do elemento. Nota-se que próximo ao ponto de 387,5 kN há uma mudança de inclinação na curva, indicando possivelmente o escoamento da seção, que pode estar associado à ovalização do furo, lembrando que o início

de escoamento ocorre para uma força teórica de 390,06 kN. Seguindo os incrementos de carregamento observa-se que o modelo ganha rigidez com um comportamento quase que linear de acréscimo de força para o aumento dos deslocamentos aplicados até atingir uma força de aproximadamente 457 kN, indicando um ganho de resistência devido ao encruamento da seção de aço. Após esse valor, a força tende a uma constância e provavelmente a ruptura do material.

Entretanto, a identificação dos modos de falha não é o objetivo deste trabalho, portanto não será avaliada criteriosamente. Estudos como o de Vieira (17), Amparo et al (2), Amparo et al (3), Roquete et al (13) e Roquete et al (14) já vem sendo desenvolvidos para a determinação destes modos de falha e avaliar o coeficiente de redução da área líquida (C_t) para os perfis tubulares de seção circular, por exemplo.

Destaca-se também que a necessidade de ensaios experimentais em laboratório para a realização de uma comparação com a análise numérica/calibração de um modelo numérico é de suma importância na comprovação de quais dos modelos aqui apresentados é mais indicado para futuras análises, uma vez que a distribuição e valores máximos de tensão apresentaram divergências nos resultados, conforme mencionado anteriormente.

4 CONCLUSÃO

Para o estudo, ambos modelos foram submetidos à tração. As análises foram realizadas na fase elástica do material, e apresentaram resultados satisfatórios, uma vez que os resultados das chapas convergiram para um mesmo modo de falha e uma mesma carga teórica. Portanto, os critérios descritos anteriormente na elaboração deste modelo encontram-se adequados e podem ser considerados condizentes na representação de análises de perfis tubulares, além de serem válidos para extrapolação de modelagens e análises futuras.

A comparação entre os elementos utilizados tipo casca (SHELL 181) e tipo sólido (SOLID 186), não tiveram uma divergência entre eles para os parâmetros das chapas adotados, apontando qual seria o melhor, e permitindo assim, o uso de ambos. Contudo, o elemento tipo sólido possui número de nós muito mais elevado do que um elemento de casca gerando um aumento considerável no tempo de processamento, portanto seria justificável utilizar um elemento tipo sólido se os resultados fossem melhores que o elemento tipo casca.

Já nos perfis tubulares, os elementos tipo casca escolhidos para as análises (SHELL 181 e SHELL 281) apresentaram resultados muito similares entre si, considerando-se então, que possuem um comportamento equivalente. Este fato também ocorreu para os elementos sólidos SOLID 186 e SOLID 187, chegando-se assim, na mesma conclusão para eles. O elemento SOLID 185 mostrou-se bastante destoante nos resultados de todos os demais analisados neste trabalho, por isso foi considerado como uma má representação numérica para o modelo estudado.

Analisando-se então, os elementos semelhantes entre si, SHELL 181 com SHELL 281 e SOLID 186 com SOLID 187, notou-se que os elementos do tipo sólido foram os que mais se aproximaram dos resultados teóricos, sendo assim considerados, inicialmente, como os que melhor representam o comportamento do material. Contudo, a diferença de resultados entre os dois

tipos de elementos não foi muito significativa, sendo assim, a hipótese de adotar-se elementos do tipo casca nas análises não está descartada.

A necessidade de fazer-se análises experimentais para estabelecer de fato, um modelo numérico mais representativo da realidade faz-se de grande valia para uma melhor calibração e mais precisa definição de qual modelo utilizar. Com esse intuito, outros elementos finitos disponíveis na biblioteca do ANSYS também podem ser testados.

Foi observado que para as chapas a presença de parafusos não influencia o modo de falha associado ao escoamento da seção bruta, sendo comprovado pela análise realizada. Já para as seções tubulares a presença de um parafuso gerou uma mudança no comportamento do modelo, indicando a predominância de outro modo falha, que por uma análise a priori ocorre provavelmente pela ovalização dos furos, ressaltando a importância de estudos e pesquisas relacionadas a identificação dos modos de falha predominantes nesse tipo de seção tubular.

Para uma análise mais criteriosa e incorporando resultados aos aqui apresentados recomenda-se variar os parâmetros adotados no material das chapas, tubos e parafusos, como as tensões de escoamento e de ruptura, bem como as seções dos mesmos e a diversificação da quantidade de parafusos e comparar-se com ensaios de laboratório. Além disso, avaliar o comportamento do modelo na fase plástica.

REFERÊNCIAS

1 NBR 8800, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 2008. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto. Rio de Janeiro: s.n., 2008.

2 Amparo, L. R., Escanio, L. A., Sarmanho, A. M. C., Pereira, C. O.V.R., Requena, J. A. V., 2015. Análise numérica e experimental de ligação tipo luva em perfis tubulares com parafusos cruzados connections. *XXXVI Ibero-Latin American Congresso in Computacional Methods in Engineering – CILAMCE2015*, Rio de Janeiro, Brazil.

3 Amparo, L. R., Escanio, L. A., Sarmanho, A. M. C., Requena, J. A. V., 2016. Avaliação da influência da variação do número de parafusos na ligação tipo luva em perfis tubulares com parafusos cruzados. *XXXVII Ibero-Latin American Congresso in Computacional Methods in Engineering – CILAMCE2016*, Brasília, Brazil.

4 ANSYS, 2009. User's Manual. Help, Inc. theory reference (version 17.1).

5 Figuerola, V. N. e Finotti, L., 2007. Transparência da paisagem. Estrutura metálica torna-se aliada na obtenção de um volume arquitetônico leve e elegante. *Arquitetura-Urbanismo – PINI*, ed. 161, artigo 58407, ago 2007.

6 Freire R., Vellasco, P. C. G. da S., Silva A. T., Lima L. R. O, 2017. Structural performance of stainlles lap bolted joints. *The online collection for conference papers in civil engineering*. EUROSTEEL 2017, Copenhagen, Denmark.

7 Gerken, F. S., 2009. Projeto para Estruturas em Perfis Tubulares – Passarela de acesso dos shoppings Morumbi e Market Place em São Paulo. *Revista Tubo & Cia* – Ano I, Número 4, nov 2009.

8 Hibbeler, R. C., 2010. *Resistência dos Materiais*. 7. ed. -São Paulo: Pearson Prentice Hall.

9 Marconci, L. R., Machado R. D. e Marino M. A., 2010. Modelagem numérica de vigas mistas de aço-concreto. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 3 – Nº 4, p.449-476, 2010.

10 Martinez-Saucedo, G., Packer, J. A., Willibald, S., 2006. Parametric finite element study of slotted end connections to circular hollow sections. *Engineering Structures*, v. 28, p.1956-1971, 2006.

11 Molina J. C. e Junior C. C., 2007. Estratégia para modelagem numérica de Sistema mistos considerando diferentes modelos de rupture para os materiais. *Revista chilena de ingeniería*, v. 17- Nº 2, p.256-266, 2009.

12 Oliveira, M. M. de, 2017. Avaliação de chapas soldadas submetidas à tração utilizando o software ansys. Monografia de TCC. Universidade Federal de São João del Rei.

13 Roquete, L., Sarmanho, A. M. C., Mason, A. A. O., Requena, J. A. V., 2017(a). Influence of shear lag coefficient on circular hollow sections with bolted sleeve conncections. *REM, Int. Eng. J.,* Ouro Preto, 70(4), 393-398, oct.dec. 2017.

14 Roquete, L., Sarmanho, A. M. C., Escanio, L. A., Souza, D. L. C., Oliveira, M. M.. 2017(b) Identificação de modos de falha em perfis tubulares com ligação tipo luva e parafusos cruzados a 90º usando um modelo numérico. *XXXVII Ibero-Latin American Congresso in Computacional Methods in Engineering – CILAMCE2017*, Florianópolis - SC, Brazil.

15 Salmon, C. G. e Johnson, J. E., 1990. *Steel Structures – Design and Behavior*. Emphasizing Load and Resistance Factor Design. 3th Edition.

16 Salmon, C. G. e Johnson, J. E. 2009. *Steel Structures – Design and Behavior*. EUA: Pearson.

17 Vieira, R. C.,2014. Análise numérica e experimental de ligações tubulares de aço do tipo luva parafusada. Tese de Doutorado. Universidade Estadual de Campinas.

CONSTRUMETAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Tema: Estruturas de Aço

Estabilidade de Perfis de Aço Formados a Frio com Seções Restringidas: Aplicação da Teoria Generalizada de Vigas

Thiago Gonçalves da Silva[1]
Cilmar Basaglia[2]

Resumo
O objetivo deste trabalho é apresentar e ilustrar a implementação e as aplicações de uma formulação baseada na Teoria Generalizada de Vigas (GBT) para analisar a flambagem local, distorcional e global de perfis de aço formados a frio com seções restringidas, cuja análise da seção da GBT incorpora estas restrições elásticas e, portanto, é capaz de prover resultados precisos de estabilidade com apenas alguns modos de deformação. Além disso, também é mostrado que a formulação proposta permite o desenvolvimento de fórmulas analíticas para o cálculo de cargas críticas de barras restringidas. As capacidades da formulação proposta são ilustradas por meio da apresentação e discussão de resultados numéricos relativos à estabilidade de (i) terças restringidas por telhas e (ii) colunas restringidas por painéis (*e.g.*, sistema "steel framing"). Para fins de validação, alguns desses resultados (cargas de flambagem e modos de instabilidade) são comparados com valores obtidos através de análises realizadas no programa GBTUL2.0 ou por meio de elementos finitos de casca do programa ANSYS.

Palavras-chave: Estabilidade; Teoria Generalizada de Vigas (GBT); Perfis formados a frio; Seções restringidas.

Buckling Behaviour of Cold-formed Steel Members with Restrained Cross-Section: Application of Generalised Beam Theory

This work aims at presenting and illustrating the implementation and application of a Generalised Beam Theory (GBT) formulation for the local, distortional and global buckling analysis of thin-walled restrained members, which is based on a cross-section analysis that incorporates elastic restraints and, therefore, is capable of providing accurate buckling results with only a few deformation modes (often a single one). Moreover, it is also shown that the proposed formulation enables the development of analytical formulae to calculate critical buckling loads of restrained members. The capabilities of the proposed GBT formulation are illustrated by presenting and discussing illustrative numerical results concerning the buckling behaviour of cold-formed steel (i) purlins restrained by sheeting and (ii) studs braced by sheathing. For validation purposes, some of these results (critical buckling loads and mode shapes) are compared with values yielded by the GBT-based code GBTUL2.0 and/or ANSYS shell finite element analyses.

Keywords: Buckling Behaviour, Generalised Beam Theory (GBT); Cold-formed steel member; Restrained cross-section.

[1] Mestrando em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Unicamp, Brasil.
[2] Professor Doutor, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Unicamp, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Na prática de engenharia, elementos estruturais são continuamente restringidos ao longo de seu comprimento – por exemplo, sistemas de cobertura (terça-telha), vigas mistas ou sistemas em "*steel-framing*". Nas últimas décadas, a construção civil no Brasil presenciou revolução no sistema de cobertura, troca de telhas pesadas (fibrocimento) por telhas leves (aço), e vem presenciando o aumento na utilização dos sistemas em "*steel-framing*". Em ambos sistemas, muitos elementos estruturais são suscetíveis a fenômenos que são poucos tratados nas atuais prescrições normativas, por exemplo, (i) a flambagem por distorção lateral em terças conectadas em telhas e (ii) a flambagem local em perfis metálicos restringidos por painéis de gessos.

No entanto, a elaboração, validação e calibração de metodologias e fórmulas para dimensionar eficazmente esses perfis restringidos requer um conhecimento aprofundado sobre o seu comportamento de estabilidade, o qual só pode ser obtido através de (i) investigações laboratoriais dispendiosas e/ou (ii) métodos de análises muito complexos. No contexto das análises numéricas "tradicionais", tais como as baseadas no método dos elementos finitos, essa tarefa é realizada através de discretizações (malhas) em elementos de casca bastante refinadas, abordagem que envolve um intenso trabalho de modelação, esforços computacionais muito elevados e uma laboriosa interpretação dos resultados obtidos (para identificar o modo de instabilidade pretendido). Uma metodologia alternativa e extremamente promissora é a utilização de elementos finitos baseados na Teoria Generalizada de Vigas (GBT – "Generalised Beam Theory"), a qual foi originalmente formulada por Schardt [1] e tem conhecido desenvolvimentos significativos nos últimos anos [2].

Na Teoria Generalizada de Vigas, a qual incorpora teoria de placas, ou seja, leva em consideração as deformações da seção em seu plano e fora dele, os campos de deslocamentos (axial, transversal e longitudinal) ao longo da linha média das paredes, são expressos pela combinação linear dos modos de deformação, desta forma é possível escrever a equação de equilíbrio e condições de apoio de uma forma concisa e mecanicamente clara. As etapas do processo da análise estrutural em GBT envolvem (i) a *análise da seção* (determinação dos modos de deformação e das propriedades mecânicas associadas a cada modo) e (ii) a *análise da barra* (solução do problema estrutural em consideração).

De modo a incorporar estas restrições (elásticas) em uma análise baseada na GBT, dois procedimentos são possíveis. O primeiro, trata-se da inclusão destas restrições na *análise da seção*, assim os modos de deformação obtidos acabam por ser restringidos – Schardt [1] e Jiang e Davies [3] adotaram este método para determinar modos de deformação globais e distorcionais. O segundo, os modos de deformação são previamente determinados de forma convencional e, por meio de equações de restrição, inclui as restrições na *análise da barra* – Camotim *et al.* [4], Basaglia *et al.* [5] e o programa GBTUL2.0 [6] adotam este método. Este último método requer um número maior de modos de deformação na análise e pode dificultar a interpretação dos resultados.

O objetivo deste trabalho é apresentar o desenvolvimento e a implementação de uma formulação baseada na GBT que permite avaliar a instabilidade local, global e distorcional de seções restringidas. Este procedimento é baseado na inclusão de restrições na análise da seção, desta forma sendo possível com apenas alguns modos determinar as cargas de flambagem. As capacidades da formulação da GBT proposta são ilustradas através da apresentação e discussão de resultados numéricos relativos ao comportamento de (i) terças conectadas em telhas e (ii) sistemas *steel-framing*. Para fins de validação, alguns destes resultados são comparados com os valores gerados pelas análises de elementos finitos do código GBTUL2.0 [6] e/ou ANSYS [7].

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA EM TEORIA GENERALIZADA DE VIGAS – GBT.

Dada uma barra genérica com seção transversal de parede fina, apresentada na figura 1, a qual mostra também o sistema de coordenada global (X,Y,Z) e local (x,s,z), onde (i) as coordenadas locais x e s definem superfície média de cada parede (direção longitudinal e da linha média da seção) e (ii) a coordenada z é medida na direção da espessura da parede.

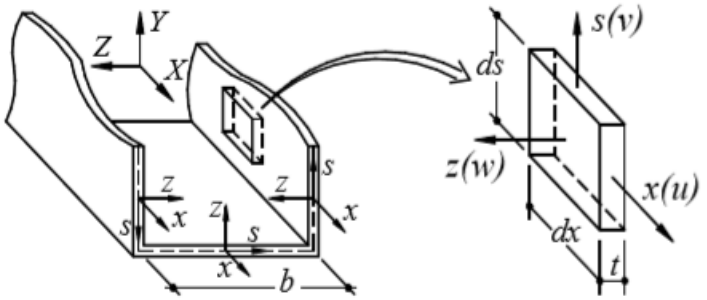


Figura 1 – Geometria seção, campo de deslocamento e sistemas globais e locais de coordenadas.

As hipóteses fundamentais que norteiam o desenvolvimento da teoria generalizada de vigas para problemas de estabilidade são dadas por:

(i) Validade das hipóteses de Kirchohoff-Love, segundo a qual as fibras normais ao plano médio de cada parede da seção transversal da barra na configuração indeformada, (i_1) permanece normal ao plano médio na posição deformada e (i_2) não variam de comprimento durante a deformação (inextensíveis).

(ii) Validade da hipótese de Vlasov, significando que, em cada parede, as fibras paralelas aos eixos x e s, pertencentes ao plano médio da parede (indeformado), permanecem perpendiculares entre si após deformação.

(iii) Validade da hipótese de inextensibilidade transversal das paredes, ou seja, comprimento das fibras na direção local s permanecem mesmos.

Nesta apresentação da fundamentação da teoria em GBT será utilizado a notação indicial de Einstein para facilitar a manipulação matemática na dedução, relembrando que ($_{,x} = \frac{\partial}{\partial x}$).

Dada uma placa genérica de seção arbitrária indicada pela figura 2, onde os pontos $O(x, s, z = 0)$ e $P(x, s, z)$ pertencem a fibra normal ao plano médio da placa e seja (u, v, w) e (u^p, v^p, w^p) os campos de deslocamentos de O e P. Adotando-se (iii) hipótese tem-se:

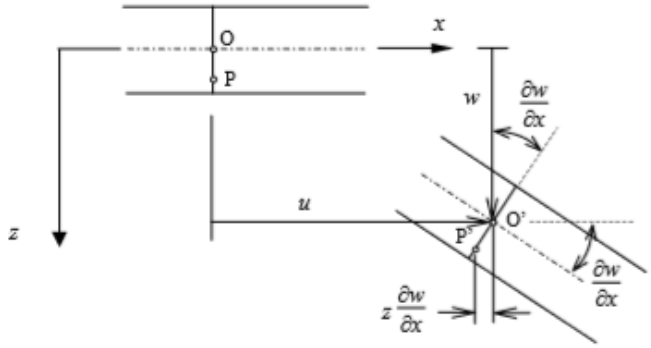


Figura 2 – Configuração indeformada e deformada da parede da

$$\varepsilon_{zz} = w^p_{,z} = 0 \tag{1}$$

Que significa que w^p é independente da coordenada z,

$$w^p(x,s,z) = w(x,s) \tag{2}$$

Utilizando-se da hipótese (ii) tem-se:

$$\gamma_{xz} = u^p_{,z} + w^p_{,x} = 0 \qquad \gamma_{sz} = v^p_{,z} + w^p_{,s} = 0 \tag{3}$$

Integrando-se 3, obtém-se:

$$u^p(x,s,z) = u(x,s) - z\frac{\partial w(x,s)}{\partial x} \qquad v^p(x,s,z) = v(x,s) - z\frac{\partial w(x,s)}{\partial s} \tag{4}$$

De 4 percebe-se que os campos de deslocamento para ponto genérico têm como componentes um termo independente da coordenada z e outro dependente, desta forma o termo independente é chamado de membrana e o segundo de flexão, representados na figura 3.

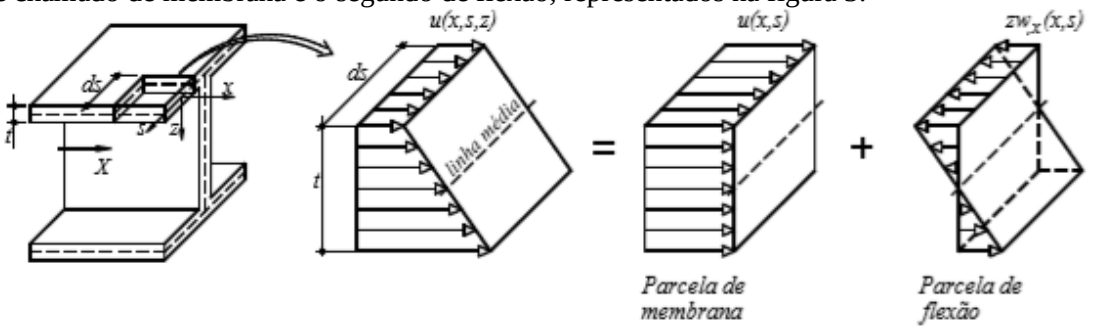


Figura 3 – Decomposição do deslocamento axial para elemento infinitesimal de parede nas parcelas de membrana e flexão.

Para se ter campo de deslocamento compatível com teoria clássica de vigas com seções de paredes fina aberta, suas componentes $u(x,s), v(x,s)$ e $w(x,s)$ devem ser expressas como a soma do produto de dois tipos de funções: (i) uma função dependente da coordenada x (direção longitudinal e (ii) outra dependente da coordenada s (coordenada da linha média da seção transversal). Obtendo-se

$$u(x,s) = u_i(s)\zeta_{i,x}(x)$$

$$v(x,s) = v_i(s)\zeta_i(x) \tag{5}$$

$$w(x,s) = w_i(s)\zeta_i(x)$$

onde (i) $u_i(s), v_i(s), w_i(s)$ são perfis (arbitrários) de deslocamento ao longo da linha média da seção para cada modo de deformação (i = 1,.....,n) e (ii) $\zeta_i(x)$ são funções amplitudes (associados ao campo deslocamento arbitrário) que descrevem a variação destes perfis ao longo do eixo longitudinal da barra.

Partindo-se das hipóteses apresentadas define-se as relações cinemáticas (deformações-deslocamento) relevantes, decompondo-se em termos de membrana ($.^M$) e flexão($.^F$), assim têm-se:

$$\varepsilon^M_{xx} = u_{,x}(x,s) \qquad \varepsilon^F_{xx} = -zw_{,xx}(x,s)$$

$$\varepsilon_{ss}^{M} = 0 \qquad \varepsilon_{ss}^{F} = -zw_{,ss}(x,s) \tag{6}$$

$$\gamma_{xs}^{M} = 0 \qquad \gamma_{xs}^{F} = -2zw_{,xs}(x,s)$$

Para analise linear de estabilidade (geometricamente não-linear(.^{NL})) deve-se considerar a componente não-linear da deformação de membrana. Definida por, para ponto arbitrário:

$$\varepsilon_{xx}^{M,NL} = \frac{1}{2}((u_{,x}^{P})^2 + (v_{,x}^{P})^2 + (w_{,x}^{P})^2) \tag{7}$$

Lembrando que para pequenas deformações $u_{,x}^{P}$ pode ser desprezado em comparação as deformações $v_{,x}^{P}$ e $w_{,x}^{P}$, desta forma simplifica-se 7 reduzindo-a para:

$$\varepsilon_{xx}^{M,NL} = \frac{1}{2}((v_{,x}^{P})^2 + (w_{,x}^{P})^2) \tag{8}$$

Introduzindo os campos de deslocamento definidos em 5, 6 e 8, obtêm-se:

$$\varepsilon_{xx}^{M} = u_i\zeta_{i,xx} \qquad \varepsilon_{xx}^{F} = -zw_i\zeta_{i,xx}$$

$$\varepsilon_{ss}^{M} = 0 \qquad \varepsilon_{ss}^{F} = -zw_{i,ss}\zeta_i \tag{9}$$

$$\gamma_{xs}^{M} = 0 \qquad \gamma_{xs}^{F} = -2zw_{i,s}\zeta_{i,x}$$

$$\varepsilon_{xx}^{M,NL} = \frac{1}{2}(v_i v_k + w_i w_k)\zeta_{i,x}\zeta_{k,x} \tag{10}$$

Para cada parede da seção as relações constitutivas (estado plano de tensões) são dadas por

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx}^{F} \\ \sigma_{ss}^{F} \\ \tau_{xs}^{F} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\upsilon^2} & \frac{E}{1-\upsilon^2} & 0 \\ \frac{E}{1-\upsilon^2} & \frac{E}{1-\upsilon^2} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx}^{F} \\ \varepsilon_{ss}^{F} \\ \gamma_{xs}^{F} \end{Bmatrix} \qquad \sigma_{xx}^{M} = E\varepsilon_{xx}^{M} \tag{11}$$

onde E, G e υ são os módulos de elasticidade e de distorção e coeficiente de Poisson do material.

Introduzindo 9 em 11, obtêm-se:

$$\sigma_{xx}^{M} = \frac{E}{1-\upsilon^2}u_k\zeta_{k,xx} \qquad \sigma_{xx}^{F} = -z\frac{E}{1-\upsilon^2}(w_k\zeta_{k,xx} + \upsilon w_{k,ss}\zeta_k)$$

$$\sigma_{ss}^{M} = 0 \qquad \sigma_{ss}^{F} = -\frac{zE}{1-\upsilon^2}(\upsilon w_k\zeta_{k,xx} + w_{k,ss}\zeta_k) \tag{12}$$

$$\tau_{xs}^{M} = 0 \qquad \tau_{xs}^{F} = -2zGw_{k,s}\zeta_{k,x}$$

As equações fundamentais do equilíbrio da GBT para efetuar análise linear de estabilidade podem ser estabelecidas utilizando-se ao Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), o qual diz "um sistema estrutural elástico está em equilíbrio sob ação de um conjunto de força exteriores se, para deslocamento infinitesimal arbitrário, o trabalho virtual dessas forças exteriores for igual à energia
de deformação armazenada no sistema estrutural (trabalho das forças internas)". Definindo-se então a primeira variação da energia de deformação como

$$\delta U = \int_L \int_S \int_t (\sigma_{xx}^M \delta\varepsilon_{xx}^M + \sigma_{xx}^F \delta\varepsilon_{xx}^F + \sigma_{ss}^F \delta\varepsilon_{ss}^F + \tau_{xs}^F \delta\gamma_{xs}^F) dz ds dx \tag{13}$$

onde (i) L é comprimento da barra (ii) S largura total da linha média da seção transversal (iii) t espessura da parede da seção.

Introduzindo 9 e 12 em 13, obtém -se

$$\delta U = \int_L \left(C_{ik}\zeta_{k,xx}\delta\zeta_{i,xx} + D_{ik}^1\zeta_{k,x}\delta\zeta_{i,x} + D_{ik}^2\zeta_k\delta\zeta_{i,xx} + D_{ki}^2\zeta_{k,xx}\delta\zeta_i + B_{ik}\zeta_k\delta\zeta_i\right)dx \tag{14}$$

onde C_{ik},D_{ik}^1., D_{ik}^2, e B_{ik} são tensores de segunda ordem que fornecem as rigidez linear da barra e são definidas por

$$C_{ik} = E\int_S t\, u_i u_k ds + \frac{E}{12(1-\upsilon^2)}\int_S t^3\, w_i w_k ds \tag{15}$$

$$B_{ik} = \frac{E}{12(1-\upsilon^2)}\int_S t^3\, w_{i,ss} w_{k,ss} ds \tag{16}$$

$$D_{ik}^1 = \frac{G}{3}\int_S t^3\, w_{i,s} w_{k,s} ds \qquad D_{ik}^2 = \frac{E\upsilon}{12(1-\upsilon^2)}\int_S t^3\, w_i w_{k,ss} ds \tag{17}$$

$$D_{ik} = D_{ik}^1 - \left(D_{ik}^2 + D_{ki}^2\right) = \frac{Gt^3}{3}\int_S w_{i,s} w_{k,s}\, ds - \frac{E\upsilon t^3}{12(1-\upsilon^2)}\int_S (w_i w_{k,ss} + w_{i,ss} w_k) \tag{18}$$

Como pretende-se fazer análise de estabilidade deve-se incluir o trabalho das forças que (i) provocam campo de deslocamento primário (ou pre-encurvadura) e (ii) é equilibrada pelas tensões normais σ_{xx}^0 dadas por

$$\sigma_{xx}^0 = \lambda E u_j \zeta_{j,xx}^0 \tag{19}$$

onde $u_j\zeta_{j,xx}^0$ (j=1,..4) são os campos de deslocamento de pre-encurvadura. A variação do potencial das tensões normais de pre-encurvadura nas deformações de segunda ordem são dadas por

$$\delta\Pi_\sigma = \int_L \sigma_{xx}^0 \varepsilon_{xx}^{M,NL}\, dx = \int_L \lambda W_j^0 X_{jik}\zeta_{k,x}\delta\zeta_{i,x} dx \quad ; \quad W_j^0 = -C_{jj}\zeta_{j,xx}^0 \tag{20}$$

onde (i) W_j^0 são os esforços associados as tensões normais de pre-encurvadura que correspondem a cada campo de deslocamento $u_j\zeta_{j,xx}^0$ e (ii) X_{ijk} é tensor de terceira ordem que corresponde as componentes da rigidez geométrica associada a tensões normais, dada por

$$X_{jik} = \frac{Et}{C_{jj}}\int_S u_j(v_i v_k + w_i w_k) ds \tag{21}$$

Como trata-se de um problema estacionário, ou seja, minimização da energia a primeira variação deve ser nula de 14 e 21 tem-se:

$$\delta U + \delta \Pi_{\sigma} = 0 \tag{22}$$

Utilizando-se das ferramentas do cálculo variacional chega-se a equação de Euler e condições de fronteiras para problema de estabilidade adotado, dado por

$$C_{ik}\zeta_{k,xxxx} - D_{ik}\zeta_{k,xx} + B_{ik}\zeta_k - \lambda X_{jik}(W_j^0\zeta_{k,x})_{,x} = 0 \tag{23}$$

$$\left[W_i^{\tau} + W_j^0 X_{jik}\zeta_{k,x}\right]\delta\zeta_i\big|_0^L = 0 \qquad W_i^{\sigma}\delta\zeta_{i,x}\big|_0^L = 0 \tag{24}$$

$$W_i^{\tau} = -W_{i,x}^{\sigma} + W_i^{xs} \qquad W_i^{\sigma} = W_i^{x} \tag{25}$$

onde

$$W_i^{xs} = D_{ik}^1\zeta_{k,x} \qquad W_i^{x} = C_{ik}\zeta_{k,xx} + D_{ik}^2\zeta_k \tag{26}$$

W_i^{σ}e W_i^{τ} representam os esforços generalizados associados as tensões normais e tangenciais, respectivamente, que atuam na seção transversal da barra, estas derivações feitas podem ser encontradas em Silvestre e Camotim [8].

Até o momento não se considerou efeitos das restrições elásticas, as quais alguns elementos estruturais estão expostos, desta forma considere o sistema apresentado na figura 4 para seção transversal de *n* paredes restringidas continuamente ao longo do comprimento da barra com molas de translação (com rigidez K_T) e rotação (com rigidez K_R) nos pontos P_T e P_R, respectivamente, para deslocamento generalizado tem-se que trabalho da mola é dado por

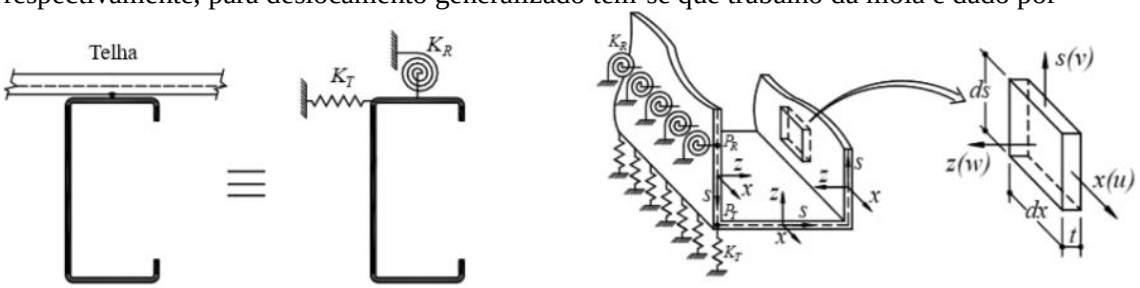


Figura 4 – Elemento de parede fina (a) com restrições elásticas contínuas (b) Eixos coordenadas local.

$$U_{mola} = \frac{1}{2}\int_L K\Delta^2 dx \tag{27}$$

onde (i) K é rigidez da mola (ii) Δ deslocamento generalizado (rotação ou translação). Aplicando-se a primeira variação em 27 tem-se

$$\delta U_{mola} = \int_L \zeta_k\left(w_i(s_{P_T})K_T w_k(s_{P_T}) + w_{i,s}(s_{P_R})K_R w_{k,s}(s_{P_R})\right)\delta\zeta_i dx \tag{28}$$

Para que seja incluído as restrições elásticas deve-se adicionar 28 em 14, e desta forma gera-se novo tensor de segunda ordem $\bar{B}_{ij}$ dado por:

$$\bar{B}_{ij} = \frac{E}{12(1-\upsilon^2)}\int_S t^3\, w_{i,ss}w_{k,ss}ds + w_i(s_{P_T})K_T w_k(s_{P_T}) + w_{i,s}(s_{P_R})K_R w_{k,s}(s_{P_R}) \tag{29}$$

É importante ressaltar que como os perfis dos deslocamentos da linha média são arbitrários os tensores resultantes são matrizes totalmente cheias e sem significado estrutural claro, já que os modos não são ortogonais entre si, além disto o sistema de equação de equilíbrio para análise de estabilidade é altamente acoplado. Nos próximos passos serão ilustrados o procedimento de determinação dos modos de deformação da GBT assim como as propriedades mecânicas associadas a cada modo, além de demonstrar o processo de diagonalização das matrizes afim de encontrar perfis de deslocamento linearmente independentes e propriedade mecânicas com clareza estrutural. Assim requerem aplicação da análise da seção a qual é composta pelas seguintes etapas:

(i) Discretização (i_1) $n+1$ nós naturais (extremidades das n paredes que formam a seção) (i_2) m nós intermediários (localizados no centro de cada parede). Em seções ramificadas (nós podem pertencer a mais de duas paredes) e desta forma deve-se subdividi-los em dependente ou independente. Deve-se (i_1) satisfazer as condições de Vlasov para distorção de membrana nula e (i_2) garantir compatibilidade dos deslocamentos transversais de membrana em todos nós ramificados, os deslocamentos de deformação do nó dependente não podem ser escolhidos arbitrariamente e devem ser avaliados (Silvestre e Camotim [8], Dinis [9]).

(ii) Determinação funções de forma primitivas $u_i(s), v_i(s), w_i(s)$ pela imposição de (ii_1) empenamento unitário (u = 1) em cada nó natural independente (ii_2) deslocamentos flexão unitários (w = 1) em cada nó intermediário observe que, no que diz respeito à imposição de deslocamentos unitário, os nós extremidade da seção são tratados como nós naturais (independentes ou dependentes) e intermediários. Note que avaliar as funções de flexão $w_i(s)$ envolve a solução de um problema estaticamente indeterminado, uma tarefa realizada aqui através do método dos deslocamentos - a Figura 5 mostra a geometria e uma possível discretização em GBT de um perfil U enrijecido.

(iii) O cálculo dos tensores (15) a (18), (21) e (28), em função das formas primitivas e cargas aplicadas. Obtém-se matrizes totalmente cheias (equações de equilíbrio altamente acopladas) com componentes que não exibem nenhum significado estrutural.

(iv) A fim de desacoplar o sistema de equações de equilíbrio dos elementos tanto quanto possível e, ao mesmo tempo, ter componentes da matriz de rigidez com significados estruturais claros, realiza-se a diagonalização simultânea das matrizes de rigidez linear C_{ij} e $\bar{B}_{ij}$ dada por 15 e 29. Esta etapa leva aos modos de deformações (forma ortogonal das funções $u_i(s)$) e para a avaliação das propriedades mecânicas e geométricas modais de seção transversal - os novos componentes da matriz de rigidez linear e geométrica, muitos dos quais têm um significado estrutural muito claro.

Ao contrário da análise clássica da seção transversal da GBT isto é, para seções transversais sem restrição – Silvestre e Camotim [8], Dinis [9], a determinação dos modos de deformação da GBT (funções de bases finais) é realizada procedimento envolvendo de 1 a 3 estágios, envolvendo problemas de autovalores generalizados auxiliares, que são abordados separadamente a seguir:

(i) Estágio 1: Determinação dos modos de deformação locais e distorcionais. Considere o problema generalizado de autovalor dado:

$$\left([\bar{B}_{ij}] - \lambda_k [C_{ij}]\right)\{\bar{a}_k\} = 0 \tag{30}$$

o qual tem $n+m+1$ autovalores λ_k. A respeito deste problema deve ser observado que:

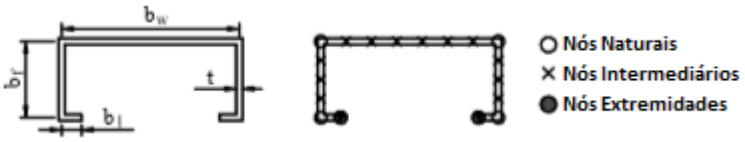


Figura 5 - Geometria e discretização em GBT do perfil U enrijecido.

(i_1) Os autovalores nulos λ_k=0 correspondem ao subespaço associado aos movimentos de corpo rígido. Como cada vetor neste subespaço é um autovetor, nenhum movimento de corpo rígido pode ser identificado – estes modos serão tratados estágios seguintes.

(i_2) Os autovalores positivos $\lambda_k > 0$ correspondem aos modos de deformações envolvendo flexão das paredes, deslocamento longitudinais e deslocamento no plano de alguns nós da seção (modos de deformação distorcionais) ou somente flexão das paredes (modos locais de deformação).

(i_3) A mudança da base da função primitiva para ortogonal a respeito dos modos de deformação distorcional e local é dada pela matriz $[\bar{A}_1]$, constituída por autovetores (normalizados) com autovalores positivos.

(i_4) Se $\lambda_4 = 0$, a diagonalização do Estágio 2 deve ser efetuada, para se obter o modo de torção.

(i_5) Se $\lambda_4 > 0$, a diagonalização do Estagio 2 não será efetuada, pois a restrições aplicadas impedem a ocorrência do modo de torção – assim segue-se para estagio 3, a fim de obter modos de extensão, associado autovalor λ_1 e, se $\lambda_2 > 0$ e/ou $\lambda_3 > 0$, além dos modos flexão.

(ii) Estágio 2: Determinação do Modo de deformação de Torção. Este Estágio envolve as submatrizes de $[C_{ij}]$ e $[D_{ij}]$, já expresso em termos dos autovetores obtidos da solução de (30) e denotados por $[\bar{C}^1_{ij}]$ and $[\bar{D}^1_{ij}]$ (analogamente é feito para as matrizes $[\bar{B}^1_{ij}]$ e $[\bar{X}^1_{ij}]$). Elas são obtidas como

$$\left[\bar{C}^1_{ij}\right] = [\bar{Y}_1]^T[C_{ij}][\bar{Y}_1] \qquad \left[\bar{D}^1_{ij}\right] = [\bar{Y}_1]^T[D_{ij}][\bar{Y}_1] \tag{31}$$

onde $[\bar{Y}_1]$ é a sub-matrix formada pelo autovetores associados aos autovalores nulos (9). Estas duas sub-matrizes estão associadas aos modos de deformação de corpo rígido (global), o que significa que $\left[\bar{C}^1_{ij}\right]$ é matrix cheia (não é diagonal). Então, um segundo problema de autovalor generalizado deve ser considerado, definido por

$$\left(\left[\bar{D}^1_{ij}\right] - \lambda_k\left[\bar{C}^1_{ij}\right]\right)\{\bar{a}_k{}^1\} = 0 \tag{32}$$

A respeito do problema de autovalores, deve ser observado que:

(ii_1) Os autovetores associados aos autovalores nulos definem subespaço correspondente ao movimento de corpo rígido de translação(sem rotação) – modo axial e, se $\lambda_2 > 0$ e/ou $\lambda_3 > 0$, também modos de flexão

(ii_2) O autovalor $\lambda_4>0$ corresponde ao movimento de rotação no plano da seção(modo de torção).

(ii_3) A base da função ortogonal não muda em relação aos modos de deformação distorcional e local, determinados no Estágio 1, e (iii_2) o modo de torção, determinado no Estágio 2, são definidos pela sub-matrix $[\bar{A}_2]$, obtida da matriz complementar de $[\bar{A}_1]$, formadas pelos autovetores associados aos autovalores nulos. $[\bar{A}_2]$ contém o autovetor correspondente ao modo de torção, normalizado para exibir rotação unitária, o qual será adicionado aos outros modos ortogonais para formar um conjunto de modos linearmente independentes.

(iii) Estágio 3: Determinação dos modos de extensão axial e modos de flexão. Este estágio trata com submatrizes de $[C_{ij}]$ e $[X_{1ik}]$, denotada $[\bar{C}^2_{ik}]$ e $[\bar{X}^2_{1ik}]$, se $\lambda_4 > 0$ no Estágio 1, ou $[\bar{C}^1_{ik}]$ e $[\bar{X}^1_{1ik}]$, se $\lambda_4 = 0$ no Estágio 1. Estas submatrizes são obtidas por

$$[\bar{C}^2_{ij}] = [\bar{Y}_1]^T[C_{ij}][\bar{Y}_1] \qquad [\bar{X}^2_{1ik}] = [\bar{Y}_1]^T[X_{1ik}][\bar{Y}_1] \tag{33}$$

$$[\bar{C}^1_{ij}] = [\bar{Y}_2]^T[\bar{C}^1_{ik}][\bar{Y}_2] \qquad [\bar{X}^2_{1ik}] = [\bar{Y}_2]^T[\bar{X}^1_{1ik}][\bar{Y}_2] \tag{34}$$

onde $[\bar{Y}_2]$é uma sub-matriz formada pelos autovetores nulos de (32). Estas duas sub-matrizes estão associadas aos modos de deformação de corpo rígido translação (global), o que significa que, $[\bar{C}^2_{ij}]$ é cheia (não é diagonal). Então, um terceiro problema generalizado de autovalores deve ser feito, dado por

$$\left([\bar{X}^2_{1ik}] - \lambda_k[\bar{C}^2_{ij}]\right)\{\bar{a}_k{}^2\} = 0 \tag{35}$$

A respeito do problema de autovalores, deve ser observado que:

(iii$_1$) Autovalor nulo $\lambda_1=0$ corresponde ao modo de deformação axial.

(iii$_2$) Os autovalores positivos correspondem ao modos de flexão.

(iii$_3$) O conjunto formado pela base linearmente independente de modos de deformação($[\bar{A}] = [\bar{A}_1] \cup [\bar{A}_2] \cup [\bar{A}_3]$) será dada pelos os modos de extensão e flexão axial definidos por matriz $[\bar{A}_3]$, normalizados para exibirem translação unitária, somados as autovetores previamente determinados contidos em $[\bar{A}_1]$ e $[\bar{A}_2]$.

Finalmente, matrizes $[\bar{u}_{ik}]$, $[\bar{v}_{ik}]$ and $[\bar{w}_{ik}]$, contendo componentes dos modos de deformações da seção normalizados dados por:

$$[\bar{u}_{ik}] = [\bar{A}]^T[u_{ik}][\bar{A}] \qquad [\bar{v}_{ik}] = [\bar{A}]^T[v_{ik}][\bar{A}] \qquad [\bar{w}_{ik}] = [\bar{A}]^T[w_{ik}][\bar{A}] \tag{36}$$

Feito analise da seção descrito acima, obtém-se sistema de equações do equilíbrio, o qual (i) é expresso na forma modal dada por

$$\bar{C}_{ik}\bar{\varphi}_{k,xxxx} - \bar{D}_{ik}\bar{\varphi}_{k,xx} + \bar{B}_{ik}\bar{\varphi}_k - \left[\bar{X}_{jik}(\bar{W}^0_j\bar{\varphi}_{k,x})_{,x}\right] = 0 \tag{35}$$

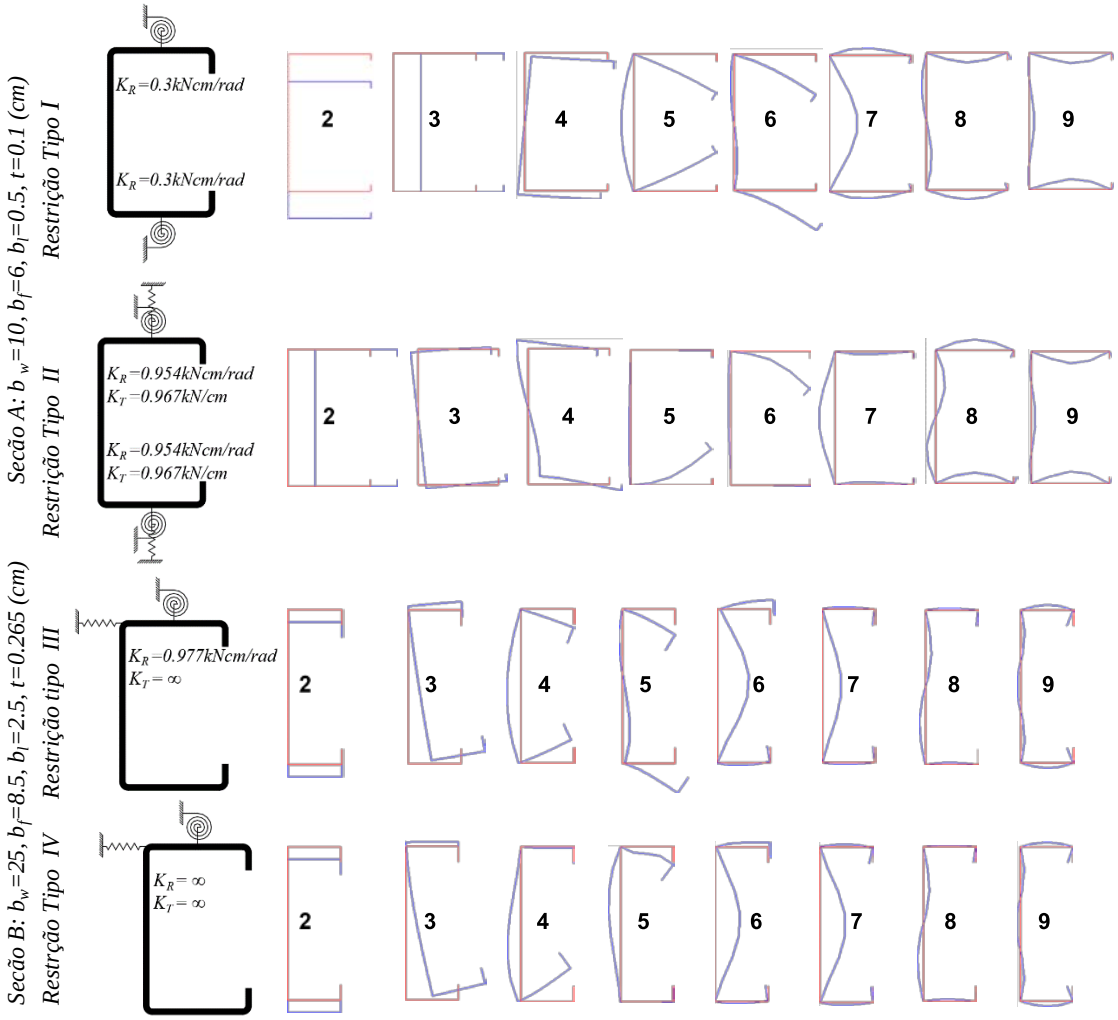
e, juntamente com as condições de fronteira, (ii) definem o problema de instabilidade de autovalores generalizados a ser resolvido. A fim de resolver este problema, para condições arbitrarias de fronteira, é necessário utilizar elemento finito de viga para GBT o qual foi desenvolvido por Silvestre & Camotim 2003[10].

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção, apresentam-se e discutem-se os resultados numéricos sobre o comportamento de terças e colunas de *steel-framing* formadas a frio ($E = 210\ GPa$ e $\upsilon = 0.3$) .

A Figura 6 (a) mostra as dimensões de quatro arranjos de restrições continuas (Tipos I a IV) de duas seções transversais de perfil U enrijecido (Seções A e B) tratadas neste trabalho - para a mola rotacional (K_R) e translação (K_T). Os valores de rigidez também são mostrados na Figura 6 (a), os 8 modos de deformação mais relevantes obtidos pela análise de seção proposta são exibidos na Figura 6 (b) - o modo 1 é a extensão axial. Por outro lado, a Figura 7 mostra claramente os 9 primeiros modos de deformação gerados por GBTUL2.0 para uma secção transversal tipo U enrijecido sem restrições (isto é, modos de deformação GBT convencionais).

Relacionado aos modos de deformação 2 a 9, a Tabela 1 fornece os componentes das matrizes de rigidez $[C_{ij}]$ (diagonal), $[B_{ij}]$ (diagonal) e $[D_{ij}]$ (aproximadamente diagonal) referentes à seção transversal A, sem restrição e com Tipo de Restrição I e seção transversal B, sem restrições e com tipo de restrição III. A observação dos resultados apresentados nestas duas figuras e na tabela faz as seguintes observações:



(a) (b)

Figura 6 - (a) Perfis U enrijecidos (b) 8 modos de deformação mais relevantes.

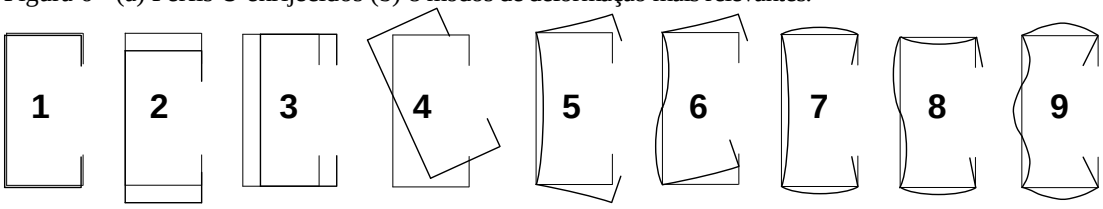


Figura 7 - Modos de deformação (convencionais) apresentados pelo programa Gbtul 2.0.

Tabela 1. Componentes de $\bar{C}_{kk}$, $\bar{B}_{kk}$ and $\bar{D}_{ik}$ matrizes rigidezes (modos **2 - 9**) para seção restrita (*Restrição Tipo I* e *III*) e sem restrição seção U enrijecidos (*A* e *B*) – dimensões em cm, módulos Young e cisalhamento em kN/cm^2

Seção A – Restrição Tipo I - $\bar{C}_{kk}$ × 10^3									*Seção B – Restrição Tipo III* - $\bar{C}_{kk}$ × 10^4							
852.4	216.9	9.514	0.309	0.334	0.010	0.014	0.012		2556	2.797	1.013	0.905	0.594	0.046	0.047	0.048
Sem Restrição Seção A (GBTUL) - $\bar{C}_{kk}$ × 10^3									Sem Restrição *Seção B* (GBTUL) - $\bar{C}_{kk}$ × 10^4							
852.4	216.9	3947	0.301	0.325	0.010	0.014	0.012		2556	327.3	35163	1.038	1.135	0.043	0.047	0.048

Seção A – Restrição Tipo I - $\bar{B}_{kk}$ × 10^{-2}									*Seção B – Restrição Tipo III* - $\bar{B}_{kk}$× 10^{-2}							
0	0	0.092	6.863	11.21	22.76	142.0	172.4		0	0.004	2.162	3.625	374.4	34.16	278.9	856.9
Sem Restrição *Seção A* (GBTUL) - $\bar{B}_{kk}$× 10^{-2}									Sem Restrição *Seção B* (GBTUL) - $\bar{B}_{kk}$× 10^{-2}							
0	0	0	2.967	6.474	22.68	141.8	172.0		0	0	0	1.789	5.103	31.62	278.8	858.7

Seção A - Restrição Tipo I - $\bar{D}_{ik}$									Seção B – Restrição Tipo III - $\bar{D}_{ik}$							
0	0	0.016	0	0.245	0	1.141	0		0	0	0.106	-0.715	-0.261	-0.018	6.083	-0.019
0	0	0	0.205	0	0.25	0	-0.28		0	0.0764	-0.083	0.224	0.035	0	-0.222	0.587
0.016	0	0.109	0	-0.16	0	0.129	0		0.106	-0.083	5.114	-0.817	4.395	-3.612	-0.430	-2.657
0	0.205	0	2.305	0	0.779	0	0.231		-0.715	0.224	-0.817	3.738	1.262	0.315	2.480	-0.045
0.245	0	-0.16	0	2.3	0	0.134	0		-0.261	0.035	4.395	1.262	14.54	-14.51	1.815	3.911
0	0.25	0	0.779	0	2.537	0	-1.179		-0.018	0	-3.612	0.315	-14.51	15.70	0.127	-5.019
1.141	0	0.129	0	0.134	0	9.604	0		6.083	-0.222	-0.430	2.480	1.815	0.127	68.97	0
0	-0.28	0	0.231	0	-1.179	0	8.457		-0.019	0.587	-2.657	-0.045	3.911	-5.019	0	157.8
Sem Restrição *Seção A* (GBTUL) - $\bar{D}_{ik}$									Sem Restrição *Seção A* (GBTUL) - $\bar{D}_{ik}$							
0	0	0	0	-0.23	0	1.141	0		0	0	0	0	-0.919	0	-6.078	0
0	0	0	0.19	0	-0.25	0	0.28		0	0	0	-1.085	0	-1.431	0	-6.854
0	0	61.93	0	-6.91	0	-2.62	0		0	0	2355	0	53.01	0	32.01	0
0	0.19	0	2.23	0	-0.728	0	-0.159		0	-1.085	0	5.927	0	3.966	0	-2.714
-0.23	0	-6.91	0	2.24	0	-0.087	0		-0.919	0	53.01	0	5.962	0	-3.279	0
0	-0.25	0	-0.728	0	2.533	0	-1.169		0	-1.431	0	3.966	0	15.65	0	4.966
1.141	0	-2.62	0	-0.087	0	9.601	0		-6.078	0	32.01	0	-3.279	0	68.95	0
0	0.28	0	-0.159	0	-1.169	0	8.481		0	-6.854	0	-2.714	0	4.966	0	158.2

(i) Enquanto *Restrição Tipo I* não afeta modos de flexão em torno do maior e menor eixo (modos 2 e 3), *Restrição tipo III* não afeta modo 2 - portanto, $\bar{C}_{22}$ e $\bar{C}_{33}$ são iguais para seção sem restrição e com a *Restrição Tipo I*, e $\bar{C}_{22}$ é igual a seção não restrita com a *Restrição Tipo III.*

(ii) A matrix $\bar{D}_{ik}$ tende a ser menos "diagonal" tanto quanto seja aumento número de restrições na seção – de fato, matrix $\bar{D}_{ik}$ é quase cheia para *Restrição Tipo III* e se mantem "quase diagonal" para *Restrição Tipo I.*

3.1 Colunas em *Steel-Framing*.

A Tabela 2 mostra valores de carga crítica para coluna restrição tipo II, a qual possui seção A e é submetida a compressão uniforme centrada. Os resultados foram obtidos por meio de análises baseadas em GBT com modos de deformação sem restrições (GBTUL) e restritas (Maple), e análise de elementos finitos com ANSYS (apenas alguns deles para validação). Depois de comparar os dois conjuntos de resultados de flambagem, tira-se às seguintes conclusões:

(i) Primeiramente, as cargas críticas apresentadas pelo ANSYS e análises feita pela GBT (incluindo todos os modos) são virtualmente coincidentes.

(ii) As análises em GBT com as restrições incorporadas nos modos de deformação apresentaram cargas críticas precisas com apenas um modo de deformação – modo 7 para coluna de *steel- framing* com comprimentos até 250 cm (flambagem local) e modo 2 para colunas maiores (flambagem em torno eixo de menor inércia). Naturalmente, as análises convencionais do GBTUL2.0 devem incluir mais de um modo de deformação para fornecer resultados precisos de flambagem - considerando que somente o modo dominante leva a erros que podem chegar a 19% (colunas curtas).

Tabela 2. Carga Críticas: ANSYS e Maple formulação GBT (GBTUL e modos de deformações com restrições)

L (cm)	ANSYS	Modos Convencionais (GBTUL)						Modos com Resrtrição(Maple)					
		Todos Modos			Modo Único		Δ (%)	Todos Modos			Modo Único		Δ (%)
	Pcr (kN)	Pcr (kN)	Δ (%) GBT/Ansys	Participação Modal	Pcr (kN)	Modo	Único / Todos	Pcr (kN)	Δ (%) GBT/Ansys	Participação Modal	Pcr (kN)	Modo	Único / Todos
10	25.04	26.22	4.71	83%**(7)** + 16%(9) + 1%	31.32	(7)	**19.5**	25.46	1.68	91.10%**(7)** + 3.5%(6) + 3.4%(5) + 2%	25.79	(7)	**1.3**
50	24.32	24.41	0.37	85%**(7)** + 14%(9) + 1%	27.54	(7)	**12.8**	23.99	-1.36	92.5%**(7)** + 2.2%(6) + 2.1%(5) + 3.2%	24.19	(7)	**0.8**
100	24.30	24.37	0.29	86%**(7)** + 14%(9)	27.72	(7)	**13.7**	24.06	-0.99	92.2%**(7)** + 2.6%(6) + 2.5%(5) + 2.7%	24.22	(7)	**0.7**
150	24.31	24.39	0.33	85%**(7)** + 14%(9) + 1%	27.79	(7)	**13.9**	24.08	-0.95	93.1%**(7)** + 2%(6) + 1.95%(5) + 2.95%	24.25	(7)	**0.7**
200	-	25.57	-	84%**(7)** + 15%(9) + 1%	29.35	(7)	**14.8**	25.09	-	92.8%**(7)** + 2.5%(6) + 2.3%(5)+ 2.4%	25.30	(7)	**0.8**
250	25.70	26.46	2.96	82%**(7)** + 18%(9)	30.43	(7)	**15.0**	25.96	1.01	90.2%**(7)** + 4.3%(6) + 4.2%(5) + 1.3%	26.17	(7)	**0.8**
300	-	23.78	-	99.9%**(3)** + 0.10%(9)	23.79	(3)	**0.0**	23.78	-	99.5%**(2)** + 0.5%	23.79	(2)	**0.0**
350	-	17.47	-	99.9%**(3)** + 0.10%(9)	17.48	(3)	**0.1**	17.47	-	99.7%**(2)** + 0.3%	17.48	(2)	**0.1**
400	13.35	13.38	0.22	100%**(3)**	13.38	(3)	**0.0**	13.38	0.22	100%**(2)**	13.38	(2)	**0.0**
450	-	10.57	-	100%**(3)**	10.57	(3)	**0.0**	10.57	-	100%**(2)**	10.57	(2)	**0.0**
500	-	8.56	-	100%**(3)**	8.56	(3)	**0.0**	8.56	-	100%**(2)**	8.56	(2)	**0.0**

3.2 Sistemas de Coberturas – Terças.

Atenção é voltada para as terças de aço simplesmente apoiadas, restringidas por telhas de aço e submetidas a flexão uniforme em relação ao eixo maior inércia, onde mesa inferior está sob compressão (ação do vento de sucção) - as terças possuem a Seção B e as restrições são modeladas através da Restrição Tipo IV com translação e rotação totalmente impedidas (molas com rigidez infinita). A Figura 5 mostra as curvas de carga crítica para terça sem restrições ($K_R = K_T = 0$) e totalmente restritas ($K_R = K_T = \infty$), fornecendo a variação do momento crítico de flambagem M_{cr} e modo de deformação com o comprimento L (escala logarítmica) – para cada modo de deformação o número de semi-ondas está entre parênteses. Além dos resultados obtidos através de análises de GBT em modo restrito (curvas sólidas e tracejadas e formas de modo de flambagem), a figura também exibe, para fins de validação e comparação, algum momento crítico de flambagem determinado por meio de análises GBTUL2.0 (círculos). Todas as análises adotam discretizações longitudinais em 10 elementos finitos e incluem todos os modos de deformação. A observação atenta dos resultados de flambagem exibidos nesta figura induz as seguintes observações:

(i) Como antes, os momentos de flambagem fornecidos pelo GBTUL2.0 e aqueles obtidos com a formulação proposta praticamente coincidem (todas as diferenças são inferiores a 1,0%).

(ii) Para $L \leq 252$ cm, o comportamento de flambagem não depende das condições de restrição (as curvas sólidas e tracejadas coincidem). Isso ocorre porque os modos críticos de flambagem combinam deformações locais e/ou distorcionais que não envolvem deslocamentos horizontais ou rotações da mesa superior.

(iii) Nas terças contidas com $L > 252$ cm, a forma do modo de flambagem é claramente de distorção lateral, devido à restrição total dos deslocamentos horizontais da mesa superior e

(principalmente) rotações - esse fenômeno de instabilidade também foi investigado por outros autores (por exemplo, Hancock[11]).

(iv) Nas terças sem restrições com L > 252 cm, ocorre flambagem lateral-torcional e está associada a uma diminuição muito pronunciada de M_{cr}. Como mostrado por Basaglia [5], há deslocamento horizontal mínimo do ponto onde a restrição translacional está localizada - ver a forma do modo de flambagem da terça sem restrições com L = 400 cm.

Finalmente, para algumas terças onde os modos de flambagem críticos são de distorção ou lateral-distorcional, a Tabela 3 fornece os momentos críticos de flambagem obtidos por meio de análises de GBT incluindo todos os modos de deformação e também

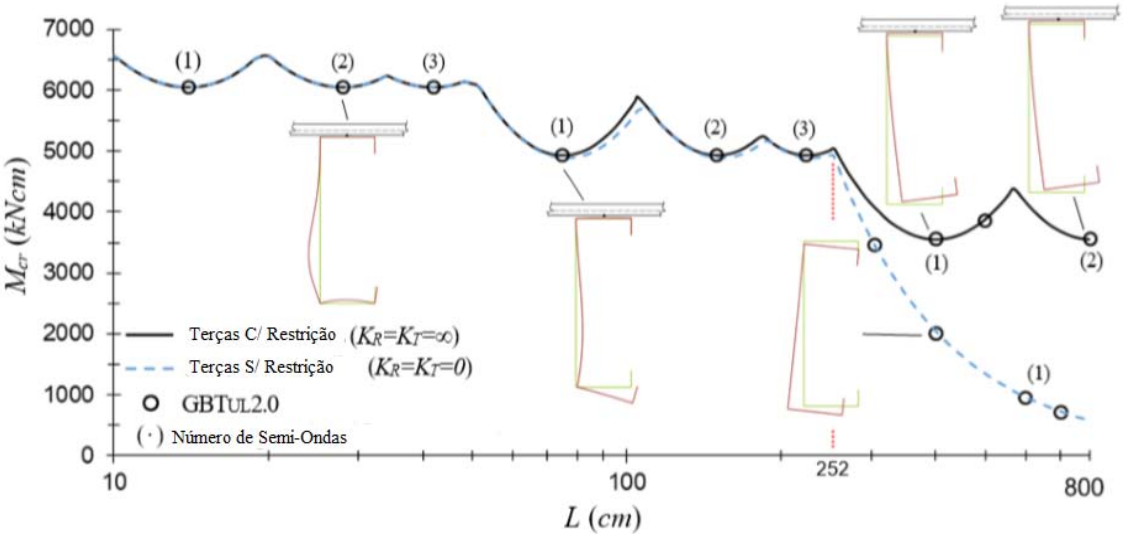


Figura 8 - Variação do momento crítico de flambagem e modo de deformação ao longo do comprimento.

Tabela 3. Momentos Críticos para Terças: Análises em GBT (GBTUL2.0 e Maple)

L (cm)	Modos Convencionais (GBTUL)					Modos com Restrição (Maple)				
	Todos Modos		Dois Modos		Δ (%)	Todos Modos		Único Modo		Δ (%)
	Mcr (kNcm)	Participação Modal	Mcr (kNcm)	Modos	Dois / Todos	Mcr (kNcm)	Participação Modal	Mcr (kNcm)	Modo	Dois / Todos
75.00	4933.78	52%**(6)**+47%(5)+1%	8608.13	(6),(5)	**74.5**	4933.88	95%**(4)**+1.1%(3)+3.9%	5028.73	(4)	**1.9**
150.00	4934.20	52%**(6)**+47%(5)+1%	8235.79	(6),(5)	**66.9**	4934.30	95%**(4)**+1.1%(3)+3.9%	5029.17	(4)	**1.9**
224.00	4936.10	52%**(6)**+47%(5)+1%	7870.98	(6),(5)	**59.5**	4936.19	95%**(4)**+1.1%(3)+3.9%	5031.76	(4)	**1.9**
400.00	3551.75	52%**(3)**+47(4)+1%	71389.38	(3),(4)	**1910.0**	3554.28	99.5%**(3)**+0.5%	3566.53	(3)	**0.3**
500.00	3863.29	52%**(3)**+47(4)+1%	71510.10	(3),(4)	**1751.0**	3867.27	99.4%**(3)**+0.6%	3888.06	(3)	**0.5**
800.00	3552.10	52%**(3)**+47(4)+1%	72237.60	(3),(4)	**1933.7**	3554.63	99.5%**(3)**+0.5%	3566.88	(3)	**0.3**

ou apenas os modos dominantes ("GBT com restrição") ou os dois modos mais relevantes (GBTUL2.0). Observa-se que, mais uma vez, as análises da GBT incluindo um único modo de deformação considerando a restrição na análise da seção (3 ou 4 - veja a Fig. 3 (b)) fornecem momentos precisos de flambagem. Por outro lado, a inclusão dos dois modos de deformação convencionais mais relevantes nas análises do GBTUL2.0 ainda leva a momentos de flambagem imprecisos.

4 CONCLUSÃO

O artigo revelou os resultados de um estudo em andamento sobre o desenvolvimento de uma formulação de GBT para a análise de flambagem de membros de paredes finas restritos, diferindo da análise da seção padrão (ela já incorpora as restrições elásticas). Foi dada especial atenção aos procedimentos envolvidos na determinação dos modos de deformação, os quais considera estas restrições na análise da seção. A aplicação e capacidades da formulação de GBT acima foram ilustradas através da apresentação e discussão dos resultados numéricos referentes a perfis formados a frio (ii) colunas em *steel-framing* e (ii) sistemas de coberturas (telha e terça). Para fins de validação e avaliação, alguns resultados foram comparados com os valores fornecidos pelos códigos GBTUL2.0 (GBT convencional) e / ou ANSYS (SFEA). Além da esperada coincidência virtual dos resultados, verificou-se que a formulação proposta para o GBT é muito mais eficiente que a convencional. Em particular, torna-se possível obter resultados precisos de flambagem com um modo de deformação única, que permite o desenvolvimento de fórmulas analíticas para calcular cargas críticas de flambagem de membros restritos - esta característica, atualmente explorada pelos autores, será abordada em trabalhos futuros. Sendo assim possível propor uma formulação para implementação em normas futuras dos vários casos existentes na prática recorrente em engenharia, e consequentemente, obtendo-se elementos estruturais mais otimizados.

REFERÊNCIAS

1 Schardt, R. Verallgemeinerte technische biegetheorie. Berlim: Springer Verlag; 1989.
2 Basaglia,C. & Camotim, D. Buckling Analysis of Thin-Walled Steel Structural Systems Using Generalized Beam Theory (GBT). International Journal of Structural Stability and Dynamics. 2015; (15): 1540004.
3 Jiang, C & Davies, JM. Design of thin-walled purlins for distortional buckling. Thin-Walled Structures. 1997; (29): 189-202.
4 Camotim, D. Silvestre, N. Basaglia, C & Bebiano, R. GBT-based buckling analysis of thin-walled members with non-standard support conditions. Thin-Walled Structures. 2008; (46): 800-815.
5 Basaglia, C. Camotim, D. Gonçalves, R. & Graça, A. GBT-based assessment of the buckling behavior of cold-formed steel purlins restrained by sheeting. Thin-Walled Structures. 2013; (72): 217-229.
6 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. 2018; (124): 235-257.
7 SAS (Swanson Analysis Systems Inc.) (2013). ANSYS Reference Manual (version 15).
8 Silvestre, N. & Camotim, D. Second-order generalised beam theory for arbitrary orthotropic materials. Thin-Walled Structures. 2002; (40): 791-820.
9 Dinis, P.B., Camotim, D. & Silvestre, N. GBT formulation to analyse the buckling behaviour of thin-walled members with arbitrarily 'branched' open cross-sections. Thin-Walled Structures. 2006; (44): 20-38.
10 Silvestre, N. & Camotim, D. First-Order generalized beam theory for orthotropic materials. Thin-Walled Structures. 2003; (40): 755-789.
11 Hancock, G.J., Murray, T.M., Ellifritt, D.S. Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification, New York: Marcel Dekker Inc;2001.

CONSTRUMETAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE OS PROCEDIMENTOS UTILIZADOS PARA O CÁLCULO DA FLAMBAGEM LOCAL DE PERFIS DE AÇO SUBMETIDOS À COMPRESSÃO AXIAL PELAS NORMAS ABNT NBR 8800:2008 E ANSI/AISC 360-16 *

Isabela Botelho Santiago[1]
Ricardo Hallal Fakury[2]

Resumo
Os perfis de aço axialmente comprimidos estão sujeitos ao fenômeno da flambagem local. A ocorrência desse fenômeno acarreta uma redução da força resistente, que depende do procedimento normativo adotado. Neste trabalho foi realizado um estudo comparativo entre os procedimentos de cálculo utilizados pelas normas brasileira ABNT NBR 8800:2008 e norte-americana ANSI/AISC 360-16 aplicado a perfis I soldados duplamente simétricos e cantoneiras. Para o desenvolvimento do estudo foram obtidas as curvas de forças resistentes dos perfis estudados em função da esbeltez de seus elementos componentes. A partir da análise dos resultados, foram identificados que os dois procedimentos apresentam diferenças significativas de resultados.

Palavras-chave: Perfis de aço; Flambagem local; Força resistente; Procedimentos de cálculo.

A COMPARATIVE STUDY BETWEEN THE BRAZILIAN ABNT NBR 8800:2008 AND THE AMERICAN ANSI/AISC 360-16 STANDARDS TO CALCULATE THE LOCAL BUCKLING OF MEMBERS SUBJECT TO AXIAL COMPRESSION

Abstract
Steel compression members may buckle locally. This phenomenon causes a reduction of the resistant force, which depends on the normative procedure adopted. The objective of this paper is to provide a comparison between the Brazilian Standard ABNT NBR 8800:2008 provisions and the American Standard ANSI/AISC 360-05 provisions. Parametric studies of double-symmetric welded I-section and steel angle were made, in order to compare the difference between these two procedures. The comparison has been done using the strength curves of the studied structural steel sections, which were obtained as a function of the slenderness of their elements. The analysis showed that the Brazilian's and American's requirements result in different results.

Keywords: Steel members; Local buckling; Compressive strength; Design procedure.

[1] Engenheira Civil, Mestranda em Engenharia de Estruturas, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

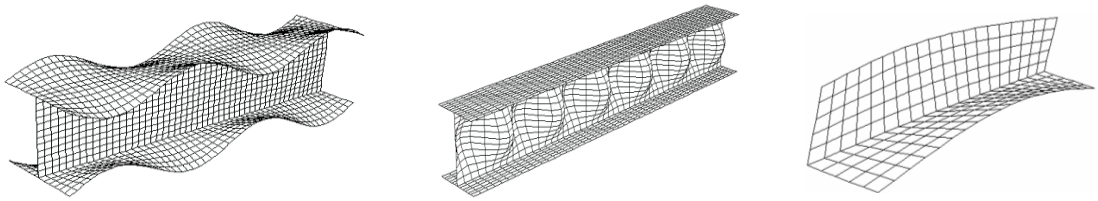
1 INTRODUÇÃO

Na ABNT NBR 8800:2008 [1], norma brasileira que trata do projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios à temperatura ambiente, existe um procedimento integralmente baseado na ANSI/AISC 360-05 [2], que define o cálculo da flambagem local de perfis axialmente comprimidos. Todavia, no final do ano de 2016, uma nova edição da norma norte-americana, ANSI/AISC 360-16 [3], publicou atualizações no procedimento de cálculo da flambagem local desses perfis e, considerando que a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 [1] tem como uma de suas referências essa norma norte-americana, consequentemente ela também deverá sofrer alterações em uma futura revisão.
Dessa forma, o presente artigo abordará o modo como é tratada a flambagem local em barras axialmente comprimidas na norma brasileira atual e o novo procedimento estabelecido pela norma norte-americana ANSI/AISC 360-16 [3], destacando e analisando as principais divergências encontradas e suas influências em diferentes perfis estruturais.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Considerações iniciais

Para se atingir os objetivos do presente trabalho, inicialmente foi efetuado um estudo minucioso acerca dos procedimentos de determinação da flambagem local em perfis de aço estruturais axialmente comprimidos prescritos pelas normas ABNT NBR 8800:2008 [1] e ANSI/AISC 360-16 [3]. Em seguida, foram feitas análises de flambagem local nas mesas e na alma de perfis I soldados duplamente simétricos e em cantoneiras de abas iguais axialmente comprimidos, fenômeno ilustrado na Figura 1, seguindo os processos prescritos nessas duas normas, variando-se as dimensões das seções transversais e o valor do fator de redução da capacidade resistente associado à instabilidade global, representado por χ.



Em mesas de perfil I | Em alma de perfil I | Em abas de cantoneira

Figura 1 – Ilustração do fenômeno da flambagem local (Fakury *et al.* [4] - Adaptado)

Os cálculos foram realizados com o auxílio de planilhas do Software Excel. A partir dos resultados obtidos efetuou-se uma análise comparativa entre os procedimentos das duas normas supracitadas para o cálculo da força axial de compressão resistente à flambagem local.
A nomenclatura e as definições utilizadas para as diversas grandezas que fazem parte da norma norte-americana seguiram os padrões adotados na norma brasileira, com intuito de facilitar o entendimento e a comparação entre as duas normas.

2.2 Dimensionamento estrutural de barras prismáticas submetidas à força axial de compressão segundo a ABNT NBR 8800:2008

A ABNT NBR 8800:2008 [1] define que a força axial de compressão resistente nominal de uma barra, $N_{c,Rk}$ é dada por:

$$N_{c,Rk} = \chi\, Q\, A_g\, f_y \qquad (1)$$

onde Q é o fator de redução total relacionado à flambagem local, f_y a resistência ao escoamento do aço, A_g a área bruta da seção transversal da barra e χ é o fator de redução associado à resistência à compressão, que leva em conta a instabilidade global da barra. Esse fator pode ser obtido com as seguintes equações:

- Para $\lambda_0 \leq 1{,}5$: $$\chi = 0{,}658^{\lambda_0^2} \qquad (2)$$

- Para $\lambda_0 > 1{,}5$: $$\chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2} \qquad (3)$$

Nessas equações, λ_0 é o índice de esbeltez reduzido da barra, igual a:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q\, A_g\, f_y}{N_e}} \qquad (4)$$

onde N_e é a força axial de flambagem elástica da barra.

A ABNT NBR 8800:2008 [1] classifica os elementos que formam os perfis estruturais de seção aberta em AL (apoiados-livres) e AA (apoiados-apoiados). Os elementos AL são aqueles que apresentam uma borda longitudinal apoiada e outra livre e AA os que apresentam as duas bordas longitudinais apoiadas. A Figura 2 mostra esses dois tipos de elementos nos perfis I duplamente simétricos e nas cantoneiras de abas iguais.

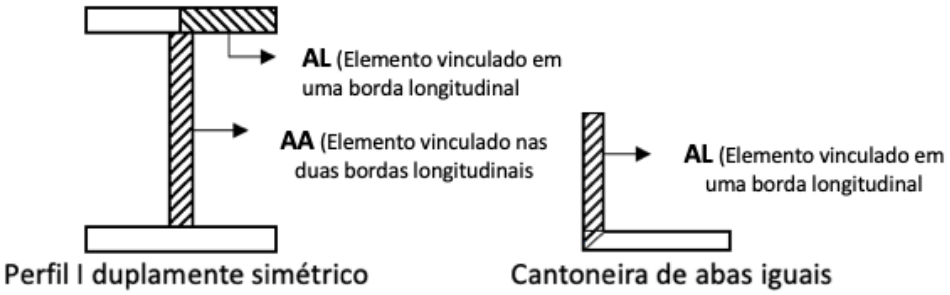
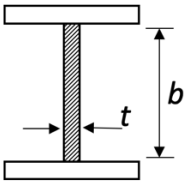
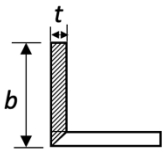
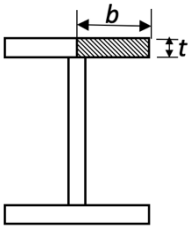


Figura 2 – Perfil I duplamente simétrico e cantoneiras de abas iguais

Elementos que apresentam razão entre largura e espessura (b/t) inferiores à $(b/t)_{lim}$ não estão sujeitos à flambagem local, tendo em vista que o escoamento precede esse fenômeno. Dessa

forma, tais elementos apresentam o fator de redução total Q igual a 1,0. Na Tabela 1 são apresentados os valores de $(b/t)_{lim}$ para cantoneiras de abas iguais e para perfis I soldados.

Tabela 1 - Valores de *b, t* e $(b/t)_{lim}$ (ABNT NBR 8800:2008 [1] – Adaptado)

Elementos	**Descrição dos Elementos**	**Seção transversal com indicação de *b* e *t***	$(b/t)_{lim}$
AA	Almas de seções I		$1{,}49\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	Abas de cantoneiras simples		$0{,}45\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	Mesas de seções I soldadas *		$0{,}64\sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
* $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, com $0{,}35 \leq k_c \leq 0{,}76$			

Para as barras em que os elementos componentes da seção transversal apresentam a razão *(b/t)* superior a $(b/t)_{lim}$, observar-se-á a flambagem local. Nesse caso, deve-se calcular Q com base na seguinte expressão:

$$Q = Q_s\, Q_a \qquad (5)$$

onde Q_s e Q_a são os fatores de redução que levam em conta a flambagem local dos elementos AL e AA, respectivamente.
O fator de redução $\boldsymbol{Q_s}$, para cantoneiras de abas iguais e mesas dos perfis I soldados (elementos AL tratados neste trabalho), é fornecido na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores de $\boldsymbol{Q_s}$ (Fakury *et al.* [4] - Adaptado)

ELEMENTO	$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$	$\left(\frac{b}{t}\right)_{sup}$	Q_s		
			$\frac{b}{t} \leq \left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$	$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} < \frac{b}{t} \leq \left(\frac{b}{t}\right)_{sup}$	$\frac{b}{t} > \left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$
Mesas de seções I soldadas	$0{,}45\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	$0{,}91\sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$	1,0	$1{,}340 - 0{,}76\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E_a}}$	$\frac{0{,}53E_a}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$
Abas de cantoneiras simples	$0{,}64\sqrt{\frac{E_aK_c}{f_y}}$	$1{,}17\sqrt{\frac{E_aK_c}{f_y}}$	1,0	$1{,}415 - 0{,}65\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E_aK_c}}$	$\frac{0{,}90E_aK_c}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$

Para determinação do fator de redução $\boldsymbol{Q_a}$, a norma brasileira preconiza que a tensão não uniforme que atua nos elementos AA seja substituída por uma tensão uniforme de magnitude igual à tensão máxima nas bordas. Ademais, também estabelece que essa tensão atua em uma largura inferior à largura total (*b*) do elemento, denominada largura efetiva (b_{ef}) que, simplificadamente, pode ser encontrada a partir da seguinte equação para as almas dos perfis I soldados (único elemento AA tratado neste trabalho):

$$b_{ef} = 1{,}92t\sqrt{\frac{E_a}{\chi\ f_y}}\left[1 - \left(\frac{0{,}34}{b/t}\right)\sqrt{\frac{E_a}{\chi\ f_y}}\right] \leq b \qquad (6)$$

De posse da largura efetiva (b_{ef}) da alma, obtém-se a área efetiva da seção transversal, igual a:

$$A_{ef} = A_g - \sum(b - b_{ef})t \qquad (7)$$

Por fim, tem-se que o fator de redução da força axial resistente para a consideração da flambagem local em elementos AA, no caso a alma do perfil I, é dado por:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \qquad (8)$$

2.3 Dimensionamento estrutural de barras prismáticas submetidas à força axial de compressão segundo a ANSI/AISC 360-2016

A ANSI/AISC 360-16 [3] define que a força axial de compressão resistente nominal de uma barra é dada por:

$$N_{c,Rk} = \chi\, A_{ef}\, f_y \qquad (9)$$

onde χ é o fator de redução associado à resistência à compressão, f_y a resistência ao escoamento do aço e A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra.
O fator de redução associado a resistência à compressão, χ, é obtido pelas Equações 2 e 3, onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, igual a:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g\, f_y}{N_e}} \qquad (10)$$

sendo N_e a força axial de flambagem elástica.
Para efeito de instabilidade local, a ANSI/AISC 360-16 [3], assim como a norma brasileira, classifica os elementos das seções transversais em elementos AL e elementos AA.
Quando submetidos à força axial de compressão, as barras que apresentam razão entre largura e espessura (b/t) inferiores à $(b/t)_{lim}$ para todos os elementos componentes da seção transversal, possuirão área efetiva, A_{ef}, igual à área bruta, A_g.
Porém, quando um ou mais elementos componentes da seção transversal apresentarem razão (b/t) maior que $(b/t)_{lim}$, é preciso calcular as larguras efetivas de cada elemento e, a partir dessas larguras, obter a área efetiva da seção transversal.
Os valores de $(b/t)_{lim}$ são determinados de forma idêntica à norma brasileira, conforme apresentado na Tabela 1.
A largura efetiva dos elementos é obtida da seguinte maneira:

$$\text{- Para} \quad b/t \leq \frac{(b/t)_{lim}}{\sqrt{\chi}} \quad : \qquad b_{ef} = b \qquad (11)$$

$$\text{- Para} \quad \frac{b}{t} > \frac{(b/t)_{lim}}{\sqrt{\chi}} \quad : \quad b_{ef} = b\left(1 - c_1\sqrt{\frac{\sigma_{el}}{\chi f_y}}\right)\sqrt{\frac{\sigma_{el}}{\chi f_y}} \qquad (12)$$

onde b_{ef} é a largura efetiva do elemento, b a largura total do elemento e σ_{el} a tensão de instabilidade local elástica, que pode ser dada pela expressão

$$\sigma_{el=} \left(c_2\, \frac{(b/t)_{lim}}{b/t}\right)^2 f_y \qquad (13)$$

Nas equações 12 e 13, c_1 e c_2 são fatores de correção empíricos associados às imperfeiçoes do material, cujos valores são fornecidos na Tabela 3.

Tabela 3 - Fatores de correção c_1 e c_2

Elemento	c_1	c_2
AA (alma dos perfis I)	0,18	1,31
AL (abas das cantoneiras e mesas dos perfis I)	0,22	1,49

2.4 Estudo de perfis estruturais

2.4.1 Considerações iniciais

A fim de comparar os procedimentos de cálculo utilizados para obtenção da influência da flambagem local de perfis de aço axialmente comprimidos, pelas normas ABNT NBR 8800:2008 [1] e ANSI/AISC 360-16 [3], foram calculadas as forças resistentes nominais ($N_{c,Rk}$) de perfis I duplamente simétricos e das cantoneiras de abas iguais, de acordo com os procedimentos de cada norma.

Foram adotados, para todos os modelos estudados, módulo de elasticidade (E) de 200.000 MPa, resistência ao escoamento (f_y) igual a 300 MPa e índices de esbeltez reduzidos com valores de zero, 1,0, 2,0 e 3,0, dados por:

$$\overline{\lambda_0} = \sqrt{\frac{A_g\, f_y}{N_e}} \qquad (14)$$

A partir das equações 4 e 10 obtém-se que os índices de esbeltez reduzidos para as normas brasileira e norte-americana são, respectivamente, iguais às seguintes igualdades:

$$\lambda_0 = \sqrt{Q}\,\overline{\lambda_0} \qquad (15)$$

$$\lambda_0 = \overline{\lambda_0} \qquad (16)$$

Atente-se ao fato de que no procedimento adotado pela ABNT NBR 8800:2008 [1], a flambagem local influi diretamente na obtenção do fator de redução associado à resistência à compressão (χ), interferindo, consequentemente, na instabilidade global da barra. Já no procedimento adotado pela ANSI/AISC 360-16 [3], o que se verifica é que a ocorrência de flambagem local de algum elemento da seção transversal da barra não influencia a sua instabilidade global.

2.4.2 Geometria das seções transversais das cantoneiras

As cantoneiras de abas iguais estudadas neste trabalho possuíam largura das abas (b) fixa, de valor igual a 100 mm, e diversos valores de espessura (t), de modo que a razão (b/t) se situasse entre 4 e 20, conforme ilustra a Figura 3.

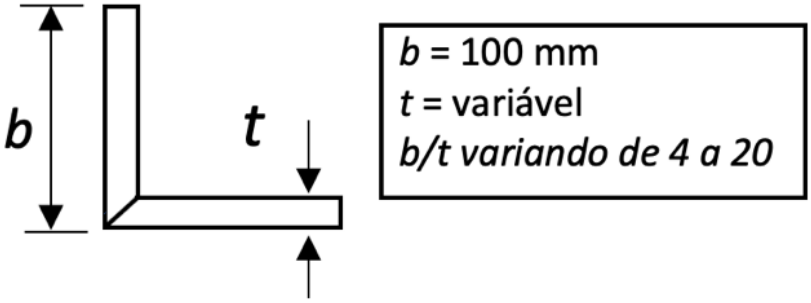


Figura 3 – Dimensões das cantoneiras estudadas

2.4.3 Geometria das seções transversais dos perfis I soldado

Para os perfis I soldados, foram consideradas separadamente três situações distintas de ocorrência da flambagem local. Na primeira, levou-se em conta a flambagem apenas da alma, na segunda, apenas das mesas e, por fim, da alma e das mesas conjuntamente.

Nas três situações analisadas, conforme esquematizado na Figura 4, foram adotadas seções transversais com valores da altura da alma (h) e da largura das mesas (b_f) fixos, iguais a 300 mm, variando-se apenas as espessuras desses dois elementos, a fim de se estudar perfis com alma e mesas com razões entre largura e espessura (b/t) distintas.

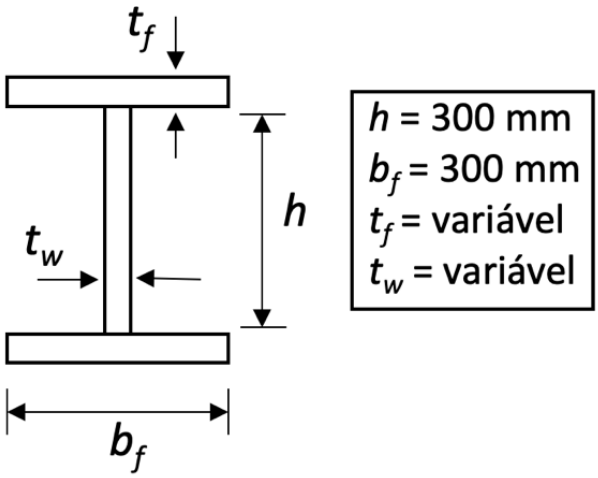


Figura 4 – Dimensões dos perfis I estudados

Para o estudo da flambagem local apenas da alma, assegurou-se a impossibilidade de flambagem local das mesas mantendo sua razão entre largura e espessura ($b/t = b_f/2t_f$) igual a 8, valor abaixo da esbeltez limite. E, variou-se a espessura da alma de forma a estudar perfis com a esbeltez desse elemento (h/t_w) variando de 30 a 90.

Para o estudo da flambagem local apenas das mesas, a razão entre largura e espessura da alma ($b/t = h/t_w$) foi mantida com valor fixo igual a 30 garantindo assim, a não ocorrência da flambagem local desse elemento. E, variou-se a razão $b_f/2t_f$ das mesas de 8 a 40.

Para o estudo da flambagem local ocorrendo conjuntamente nas mesas e na alma, foram estudadas duas situações distintas: (i) dois valores fixos de $b_f/2t_f$, iguais a 24 e 40 e, para ambos, foram variou-se a razão h/t_w de 30 a 90; (ii) dois valores fixos de h/t_w, iguais a 60 e 90 e, para ambos, variou-se a razão $b_f/2t_f$ de 8 a 40.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Considerações iniciais

O procedimento utilizado pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 [1] para obtenção da força axial de compressão resistente de perfis estruturais de aço quanto à flambagem local, adota um fator redutor Q. Esse fator consiste no produto de dois outros fatores, Q_a e Q_s, referentes respectivamente aos elementos AA e AL, cujos valores são determinados por meio de tratamentos distintos.

Para elementos AL, o coeficiente Q_s equivale à razão entre a tensão que causa a flambagem local, em regime elástico ou inelástico, e a resistência ao escoamento do aço (f_y). Seu valor é determinado, conforme descrito no Subitem 2.2, a partir de equações que relacionam a tensão de flambagem com a esbeltez (*b/t*) do elemento. Portanto, note-se que esse coeficiente independe da tensão à qual o perfil está de fato submetido.
A seu turno, nos elementos AA, o coeficiente Q_a é determinado a partir do método da largura efetiva (ver Subitem 2.1) que corresponde à relação entre área efetiva e área total da seção transversal, sendo a área efetiva uma função da tensão máxima que pode atuar no elemento analisado. Desse modo, ressalte-se que para os elementos AA é relevante a tensão que pode atuar nesse elemento, diferentemente do que ocorre com os elementos AL.
Enquanto a ABNT NBR 8800:2008 [1] utiliza o método da largura efetiva apenas para elementos AA, a ANSI/AISC 360-16 [3] considera esse método para os dois tipos de elementos.
Ambas as normas utilizam o mesmo tratamento para definição dos elementos sujeitos à flambagem local (Tabela 1). No entanto, pela ANSI/AISC 360-16 [3] a magnitude da tensão que pode atuar influencia na flambagem local de todos os elementos da seção transversal, e não apenas dos elementos AA. Note que o fator que limita a esbeltez a partir da qual ocorrerá flambagem local é majorado pelo fator redutor associado a instabilidade global, χ (Equação 12). Ou seja, tanto elementos AA quanto AL com razão *b/t* superior a $(b/t)_{lim}$ da Tabela 1 podem não sofrer flambagem local.
Estudos comparativos entre a norma norte-americana atual e sua antecessora, ANSI/AISC 360-10 [2], realizados por Geschwindner e Troemner [5], evidenciam que os distintos procedimentos para determinação da flambagem local acarretam uma diferença significativa na força resistente à compressão para algumas seções transversais. Tal estudo é relevante tendo em vista que o procedimento descrito na norma brasileira é igual ao prescrito pela ANSI/AISC 360-10 [2].
A fim de comparar os procedimentos de cálculo utilizados para determinação da flambagem local de perfis de aço axialmente comprimidos, pelas normas ABNT NBR 8800:2008 [1] e ANSI/AISC 360-16 [3], foram calculadas as forças resistentes nominais ($N_{c,Rk}$) de perfis I duplamente simétricos e cantoneiras de abas iguais, de acordo com os procedimentos de cada norma. Nesse estudo, a razão largura-espessura (*b/t*) dos elementos das seções transversais foi variada desde valores inferiores a $(b/t)_{lim}$ da Tabela 1 até valores elevados em que a flambagem local ocorre em regime elástico, com intuito de analisar e compreender as diferenças entre os procedimentos das duas normas e como eles afetam a força resistente nominal das barras axialmente comprimidas. E, para uma melhor visualização das diferenças, foram feitos gráficos das forças obtidas em função do índice de esbeltez reduzido dos elementos, que foi tomado com valores de zero (efeito da flambagem local pura), 1,0, 2,0 e 3,0, conforme explicitado anteriormente.

3.2 Cantoneiras de abas iguais

A Figura 5 mostra os resultados obtidos para as cantoneiras de abas iguais segundo as normas ABNT NBR 8800:2008 [1] e ANSI/AISC 360-16 [3], com a razão entre largura e espessura das abas variando de 4 a 20.

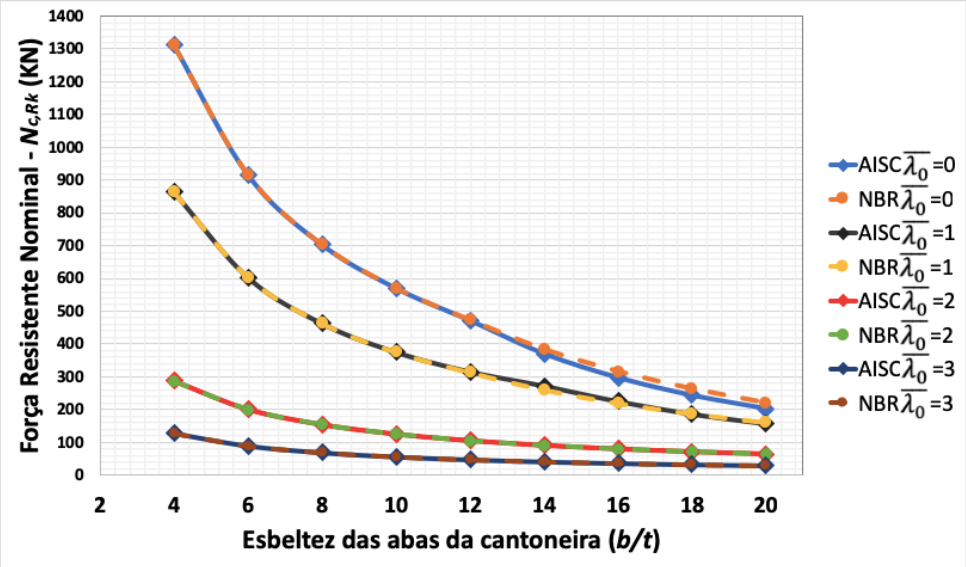


Figura 5 – Forças resistentes nominais em função da esbeltez das abas da cantoneira

Para os casos estudados, conforme já se esperava, verificou-se que as curvas apresentam comportamento similar para todos os valores de $\overline{\lambda_0}$, caracterizado pelo fato de que, com o aumento da razão entre largura e espessura das abas da cantoneira, há redução na força resistente da barra.

Para espessuras de abas abaixo de $(b/t)_{lim}$, que no caso é igual 10, em que não é prevista a ocorrência de flambagem local, os valores encontrados a partir da ABNT NBR 8800:2008 [1] e da ANSI/AISC 360-16 [3] são idênticos, já que os procedimentos para obtenção de χ, se tornam exatamente os mesmos. Isso ocorre porque o fator redutor associado à flambagem local, Q, utilizado na norma brasileira, assume o valor de 1,0 na ausência de flambagem local, tornando iguais as equações 4 e 10. Além disso, sem flambagem local não há redução na área da seção transversal prevista na norma norte-americana e, portanto, a área efetiva da seção (A_{ef}) fica igual à área bruta (A_g), tornando as equações 1 e 9 também idênticas.

Para esbeltezes maiores que 10, em que se prevê a ocorrência de flambagem local, observa-se um distanciamento dos resultados encontrados, tanto maior quanto menor é o índice de esbeltez reduzido. Assim, para as cantoneiras com $\overline{\lambda_0}$ igual a zero (sujeitas apenas à flambagem local), as diferenças das forças resistentes chegam à ordem de 8%. Já para $\overline{\lambda_0}$ igual a 1,0, onde há a ocorrência simultânea da flambagem local e global, essas diferenças se reduzem, chegando a um máximo de 5%. Para as cantoneiras com altos índices de esbeltez reduzidos (no caso, $\overline{\lambda_0}$ iguais a 2,0 e 3,0), vê-se que os valores da força resistente encontrados pelos dois procedimentos também coincidem. Isso se deve ao fato de que quando λ_0 assume, na ABNT NBR 8800:2008 [1], um valor maior que 1,5, os procedimentos de cálculo das duas normas se igualam novamente. Uma vez que na ANSI/AISC 360-16 [3], a esbeltez que condiciona a flambagem local é majorada pelo fator de instabilidade global da barra (equações 11 e 12), o que se verifica é que quanto mais altos forem os valores de λ_0, menores serão os valores de χ, e consequentemente, maior será o índice de esbeltez acima do qual correrá a flambagem local. Assim, pela ANSI/AISC 360-16 [3], para λ_0 igual a 2,0 ou 3,0, não se observa a ocorrência de

flambagem local nas cantoneiras analisadas. Logo, nessas situações, como a A_{ef} é igual à A_g, a Equação 9 torna-se igual a:

$$N_{c,Rk} = \chi A_g f_y \qquad (17)$$

Em contrapartida, na ABNT NBR 8800:2008 [1], para λ_0 igual a 2,0 ou 3,0, como o fator de instabilidade global, χ, não tem influência no limite que condiciona a flambagem local dos elementos, é considerada a ocorrência deste fenômeno nas abas com esbeltezes elevadas. No entanto, mesmo assim, os valores das forças resistentes encontrados são idênticos aos da ANSI/AISC 360-16 [3]. Isso ocorre porque, pela norma brasileira, quando λ_0 é maior que 1,5 (substituindo a Equação 15 na Equação 3), χ assume o seguinte valor:

$$\chi = \frac{0{,}877}{Q\overline{\lambda_0}^2} \qquad (18)$$

Esse valor, quando substituído na Equação 1, conduz a:

$$N_{c,Rk} = \underbrace{\frac{0{,}877}{\overline{\lambda_0}^2}}_{\chi_{AISC}} A_g f_y \qquad (19)$$

resultado que equivale à Equação 17.
Portanto, conclui-se que os procedimentos normativos se igualam quando $\overline{\lambda_0}$ é suficientemente alto para: (i) não causar flambagem local pela ANSI/AISC 360-16 [3]; e (ii) tornar λ_0 maior que 1,5 na ABNT NBR 8800:2008 [1].

3.3 Perfil I soldado

3.3.1 Flambagem local apenas na alma

Os resultados da força resistente nominal obtidos tanto pelo procedimento normativo brasileiro quanto pelo norte-americano em perfis I estão expostos na Figura 6, em função da esbeltez da alma e de $\overline{\lambda_0}$, para situações em que não se prevê a ocorrência de flambagem local das mesas.

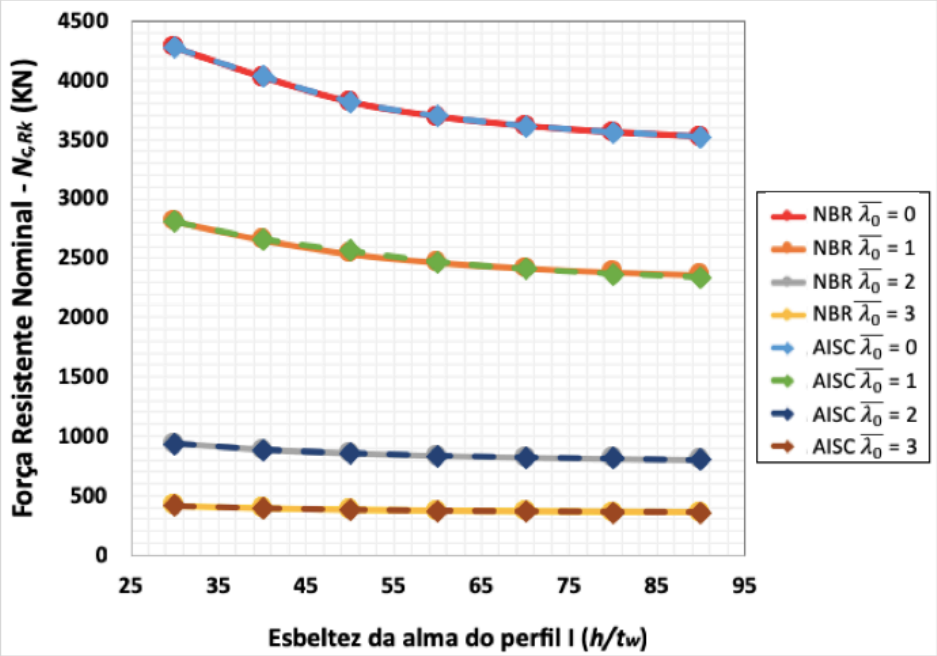


Figura 6 – Forças resistentes nominais em função da esbeltez da alma do perfil I com razão $b_f/2t_f = 8$

Assim como nas cantoneiras, para esbeltezes de alma inferiores a $(b/t)_{lim}$, no caso igual a 38,5, quando não se prevê a ocorrência de flambagem local, os valores das forças resistentes são iguais para as duas normas, pelos motivos já apresentados no Subitem 3.2. O mesmo ocorre para valores de $\overline{\lambda_0}$ suficientemente altos para não causar flambagem local pela ANSI/AISC 360-16 [3] e tornar λ_0 superior a 1,5 na ABNT NBR 8800:2008 [1].

Para espessuras da alma (t_w) menores, onde observa-se a ocorrência de flambagem local nesse elemento, é possível perceber diferenças muito pequenas, da ordem de 1%, nos valores encontrados pelos procedimentos da ABNT NBR 8800:2008 [1] e da ANSI/AISC 360-16 [3].

A abordagem adotada pela norma norte-americana decorre de uma reinterpretação dos fundamentos propostos por von Kármán *et al.* [6], e posteriormente adaptados por Winter [7] e Pekoz (1987) e sintetizada por Ziemian (2010) (Geschwindner e Troemner [5]). O que se identifica na formulação é que não há distinção de abordagem para elementos AA e a AL (como existe na norma brasileira), já que para ambos é considerada uma largura efetiva para consideração da flambagem local.

Para elementos AA, consoante pode se depreender da análise da Figura 6, não se constatam diferenças significativas entre as normas norte-americana e brasileira, uma vez que elas adotam os mesmos fundamentos e baseiam-se no método das larguras efetivas.

Ao analisar as equações 6 e 12, verifica-se que as duas expressões são equivalentes se for considerado $c_1 = 0{,}18$, e que a tensão de flambagem local elástica é dada por:

$$\sigma_{el} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{t}{b}\right)^2 \qquad (21)$$

onde E é o módulo de elasticidade do aço, *t* a espessura do elemento, *b* a largura do elemento, ν o coeficiente de *Poisson* do aço, igual a 0,3, e *K* o coeficiente de flambagem, que para elementos AA é considerado como igual a 4.
Ao manipular essas equações, a Equação 12 da ANSI/AISC 360-16 [3] se transforma na seguinte:

$$b_{ef} = 1{,}95t\sqrt{\frac{E_a}{\chi f_y}}\left[1-\left(\frac{0{,}354}{b/t}\right)\sqrt{\frac{E_a}{\chi f_y}}\right] \qquad (5)$$

que é uma expressão muito similar à Equação 6 usada na norma brasileira, apresentando apenas duas pequenas mudanças nas constantes numéricas utilizadas (na norma brasileira, a constante 1,95 é assumida como 1,92 e a constante 0,354 como 0,34).
Portanto, para situações em que a flambagem local ocorre apenas na alma (elemento AA) do perfil I, a diferença encontrada entre os valores obtidos para as duas normas é desprezável.

3.3.2 Flambagem local apenas nas mesas

A Figura 7 apresenta os resultados para a força resistente nominal obtidos pelos procedimentos da ABNT NBR 8800:2008 [1] e da ANSI/AISC 360-16 [3] em perfis I, em função da esbeltez das alma e de $\overline{\lambda_0}$, para situações em que não se prevê a ocorrência de flambagem local da alma.

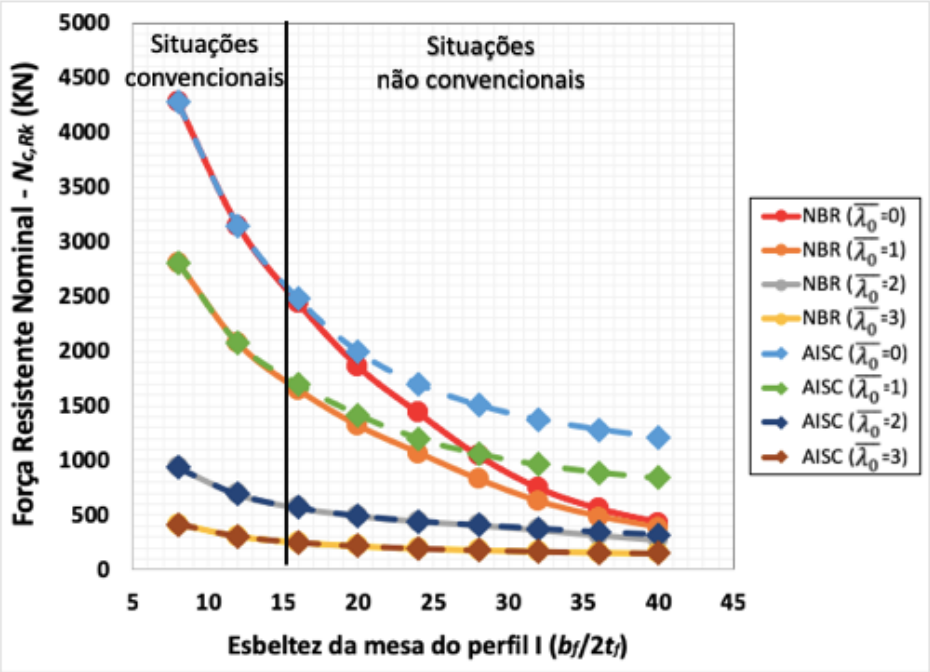


Figura 7 - Forças resistentes nominais em função da esbeltez das mesas do perfil I com razão h/t_w= 30

No estudo da flambagem local das mesas, constata-se que pode haver um grande distanciamento nos valores encontrados a partir das duas normas. Isso se deve ao fato de que para elementos AL, elas apresentam procedimentos de cálculo completamente distintos. Enquanto a ANSI/AISC 360-16 [3] considera o método da largura efetiva para o tratamento desses elementos, a ABNT NBR 8800:2008 [1] considera um procedimento alternativo onde um coeficiente Q_s, corresponde à razão entre a tensão de flambagem e a resistência ao escoamento do aço (f_y), independendo, assim, da tensão à qual o perfil está submetido.

Na Figura 7, observa-se que para esbeltezes abaixo de 14, os valores das forças resistentes calculadas pelos dois procedimentos obviamente são iguais, já que não há flambagem local. À medida que a razão b/t da mesa cresce, verifica-se um aumento do distanciamento entre os valores encontrados de acordo com as duas normas.

Note que as diferenças se tornam significativas nos casos em que as espessuras das mesas são muito menores que a da alma ("Situações não convencionais" na Figura 7). No entanto, o que se verifica na prática é que perfis com essas características não são usuais.

Sintetizando, levando em conta os perfis usuais, estar-se-á em uma faixa de resultados em que as diferenças encontradas são pequenas. Porém, se as características do perfil fugirem dessa condição, a diferença de resultados é muito grande.

3.3.4 Flambagem local em todos elementos

A Figura 8 apresenta os valores da força resistente nominal obtidos pelos procedimentos da ABNT NBR 8800:2008 [1] e da ANSI/AISC 360-16 [3] em perfis I para a situação em que foram mantidas fixas as dimensões das mesas, com uma razão $b_f/2t_f$ igual a 24, variando-se a espessura da alma, em função da esbeltez da alma e de $\overline{\lambda_0}$.

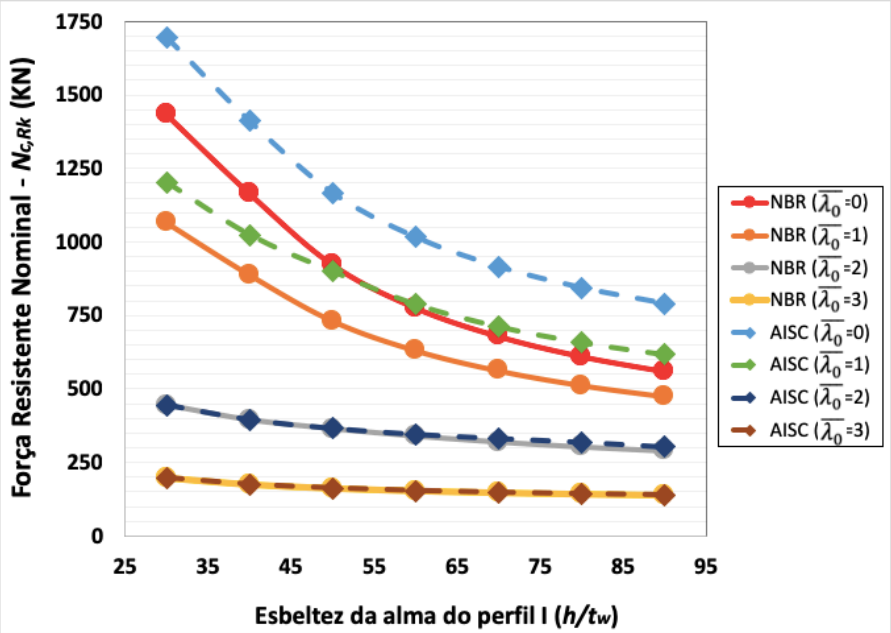


Figura 8 – Forças resistentes nominais em função da esbeltez da alma do perfil I com razão $b_f/2t_f$ = 24

Note que nessa situação, as curvas das duas normas, para um mesmo $\overline{\lambda_0}$, apresentam características semelhantes e diferenças percentuais quase fixas entre elas. Isso ocorre porque o procedimento proposto para a flambagem da alma (elemento AA) nas duas normas é praticamente o mesmo (conforme já explicitado no Subitem 3.2.1), acarretando em valores de força resistente muito semelhantes. Dessa forma, a diferença dos valores encontrados se deve apenas às distintas formas de tratamento das mesas.

É importante salientar que em perfis soldados, a razão h/t_w tem influência direta no procedimento de cálculo da flambagem local da mesa. E essa influência é mais significativa no procedimento proposto pela ABNT NBR 8800:2008 [1].

A Figura 9 apresentam os resultados obtidos quando se eleva a razão $b_f/2t_f$ para 40.

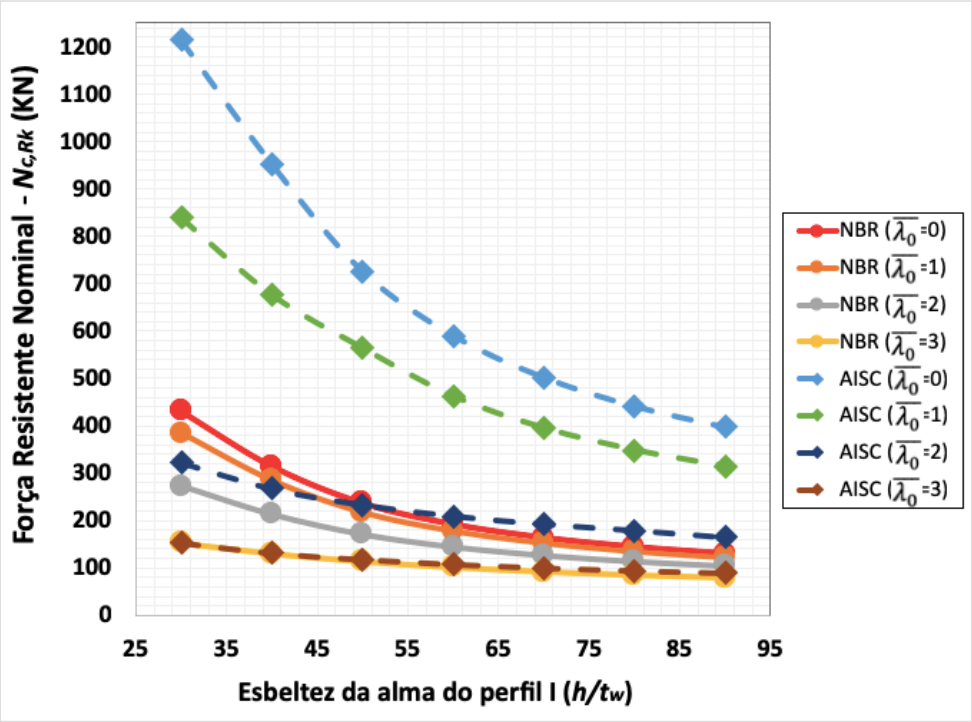


Figura 9 – Forças resistentes nominais em função da esbeltez da alma do perfil I com razão $b_f/2t_f$ = 40

A partir da análise dos resultados, observa-se que as forças resistentes encontradas via ABNT NBR 8800:2008 [1] são muito inferiores às encontradas a partir da norma norte-americana para $\overline{\lambda_0}$ igual a zero, 1,0 e 2,0. Contudo, atente-se ao fato de que situações em que as mesas possuam razão $b_f/2t_f$ da ordem de 40 não são usuais na prática.

As figuras 10 e 11 apresentam os resultados para a força resistente nominal obtidos quando a razão entre largura e espessura da alma, h/t_w, é mantida fixa e igual a 60 e 90, respectivamente, com a razão $b_f/2t_f$ variando de 8 a 40.

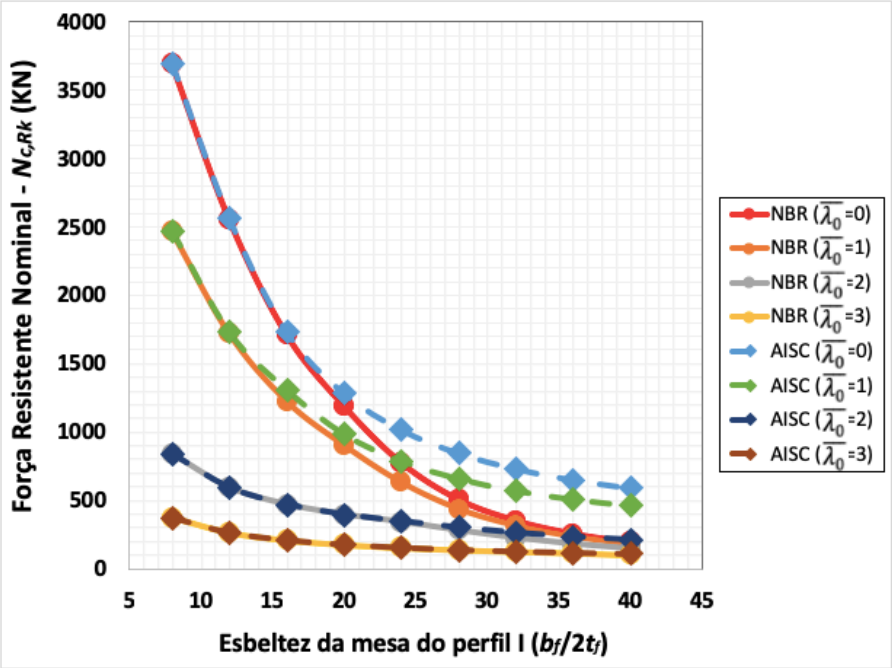


Figura 10 – Forças resistentes nominais em função da esbeltez das mesas do perfil I com razão h/t_w = 60

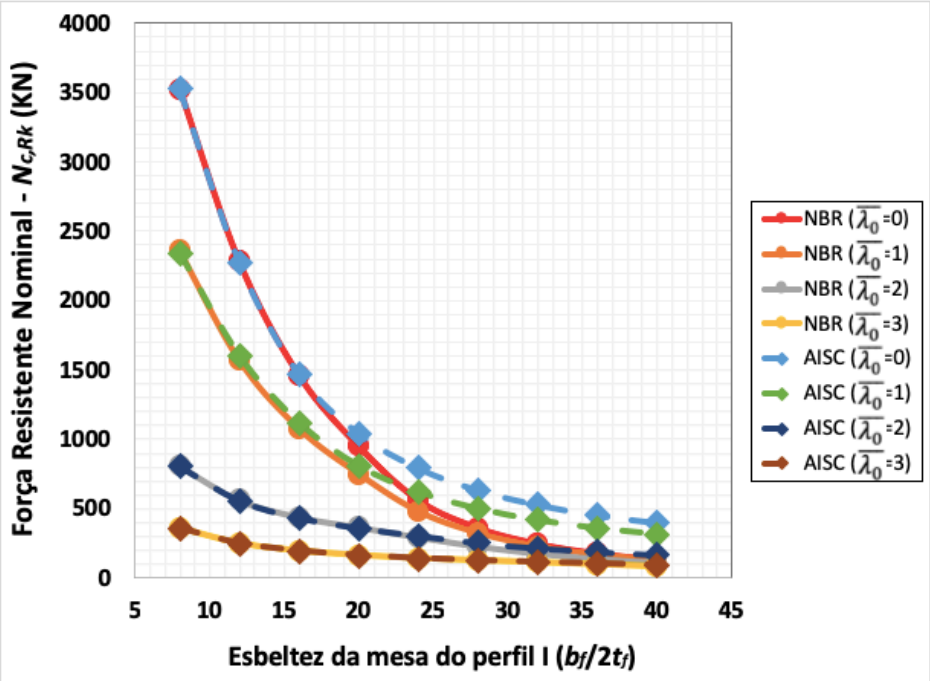


Figura 11 – Forças resistentes nominais em função da esbeltez das mesas do perfil I com razão h/t_w = 90

Percebe-se que os comportamentos apresentados nesses casos são muito semelhantes ao da flambagem condicionada apenas pela mesa (apresentado no Subitem 3.3). Isso pode ser explicado pelo fato de que na presença de flambagem local na alma (elemento AA), apesar de haver uma redução na força resistente do perfil (quando comparada com o caso que só a mesa flamba), essas reduções serão praticamente as mesmas tanto pela norma brasileira quanto pela norte-americana, já que os procedimentos utilizados por elas, para esse tipo de elemento, são iguais.

4 CONCLUSÕES

Inicialmente, ao fazer um estudo minucioso dos procedimentos para determinação da força axial de compressão resistente das normas brasileira ABNT NBR 8800:2008 [1] e norte-americana ANSI/AISC 360-16 [3], matematicamente foi possível perceber que na ausência de flambagem local nos elementos dos perfis, esses procedimentos se tornam iguais. Atentou-se ainda para o fato de que as formulações das duas normas se igualam novamente quando o índice de esbeltez reduzido da barra, $\overline{\lambda_0}$, é suficientemente alto para: (i) não causar flambagem local pela ANSI/AISC 360-16 [3]; e, (ii) tornar λ_0 maior que 1,5 na ABNT NBR 8800:2008 [1].
Dessa maneira, para quase todos os casos analisados, conforme já esperado, os valores encontrados a partir das duas normas são idênticos para os casos em que λ_0 assume os valores 2,0 ou 3,0 e para seções compostas por elementos cuja esbeltez não ultrapassa sua esbeltez limite.
Com relação às cantoneiras analisadas, a diferença nos resultados encontrados foi pouco significativa, não chegando a 8%. Para esbeltezes de aba onde se observa a ocorrência de flambagem local, os resultados, para cantoneiras com baixo índice de esbeltez reduzido, se distanciaram, mormente quando a barra está sujeita apenas à flambagem local ($\overline{\lambda_0}$ é igual a zero). Essas diferenças são decorrentes das abordagens distintas que as duas normas dão para elementos AL.
No estudo de perfis I onde apenas a alma (elemento AA) flamba, não se constatam diferenças significativas entre as normas norte-americana e brasileira, uma vez que elas adotam os mesmos fundamentos e baseiam-se no método da largura efetiva.
Com relação aos perfis I com flambagem local apenas das mesas (elementos AL), o que se constata é um grande distanciamento nos valores encontrados a partir das duas normas. Da mesma forma como ocorreu nas cantoneiras, essas diferenças eram esperadas, uma vez que também se trata de elementos AL. A partir da esbeltez em que começa a ocorrer a flambagem local da mesa os resultados começaram a divergir e, na medida em que a razão entre largura e espessura (b/t) das mesas cresceu, verificou-se um distanciamento ainda maior entre os valores encontrados de acordo com as duas normas. Esse comportamento fica mais evidente quando a razão b/t das mesas começa a ficar muito elevada, com valores usualmente não encontrados na prática.
Foram analisados dois casos em que a flambagem local está presente tanto na mesa quanto na alma, sendo que no primeiro caso a mesa foi mantida fixa e apenas a espessura da alma variou e, no segundo, alma foi mantida fixa e apenas a espessura das mesas variou. Em ambos os casos foi possível perceber que as diferenças nos valores encontrados se devem principalmente às distintas formas de tratamento das mesas (elementos AL) por parte das duas normas, uma vez

que o procedimento proposto para a flambagem da alma (elemento AA) em ambas é praticamente o mesmo.

Deve-se destacar que o procedimento proposto pela ABNT NBR 8800:2008 [1] apresentou resultados mais conservadores no que diz respeito aos perfis I soldados, fornecendo valores de forças resistente nominais sempre iguais ou inferiores aos encontrados pela norma norte-americana. Em contrapartida, o que se observa na análise das cantoneiras é justamente o oposto, mostrando-se, nesse caso, menos conservador que o procedimento proposto pela ANSI/AISC 360-16 [3].

Enquanto a ABNT NBR 8800:2008 [1] utiliza o método da largura efetiva apenas para elementos AA, a ANSI/AISC 360-16 [3] considera essa metodologia para ambos os tipos de elementos. No procedimento adotado pela norma norte-americana, a força resistente à compressão é encontrada em função da área efetiva da seção transversal e da tensão crítica, que independe de o elemento ser AA ou AL. Ademais, a tensão crítica não é influenciada pela ocorrência da flambagem local.

Por fim, a comparação feita entre as duas normas para os perfis estudados mostra que as diferenças entre os procedimentos normativos podem ser significativas para perfis que apresentem elementos AL.

Agradecimento

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

REFERÊNCIAS

1 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: ABNT; 2008.

2 ANSI/AISC 360-10. Specification for Structural Steel Building. Chigaco, EUA: American Institute of Steel Construction (AISC), 2010.

3 ANSI/AISC 360-10. Specification for Structural Steel Building. Chigaco, EUA: American Institute of Steel Construction (AISC), 2016.

4 Fakury RH, Castro e Silva ALR, Caldas RB. Dimensionamento de estruturas de aço em mistas de aço e concreto. São Paulo. Pearson, 2016.

5 Geschwindner LF, Troemner M. Notes on the AISC 360-16 Provisions for Slender Compression Elements in Compression Members, Engineering Journal, AISC. 2016. Volume 53: 137-146.

6 Von Kármán T, Sechler EE. and Donnell LH. The Strength of Thin Plates in Compression, ASME. 1992; volume 54.

7 Winter G. Strength of Thin Steel Compression Flanges. ASCE. 1947; volume 112: 527-554.

CONSTRUMETAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ESTUDO COMPARATIVO SOBRE A FORÇA RESISTENTE DE CANTONEIRAS DE AÇO AXIALMENTE TRACIONADAS

José Osvaldo Ferreira Filho[1]
Ruan Richelly Santos[2]
Ana Lydia Reis de Castro e Silva[3]
Hermes Carvalho[4]
Rodrigo Barreto Caldas[5]

Resumo
Barras de aço submetidas a forças axiais de tração estão presentes, por exemplo, na composição de treliças planas e espaciais, contraventamentos, tirantes e pendurais. Seu dimensionamento é previsto em normas, tais como, ABNT NBR 8800:2008, ANSI/AISC 360-16 e EN 1993-1-1:2005. Entretanto, são encontradas diferentes especificações entre as normatizações, acarretando em valores distintos de dimensionamento. Deste modo, objetivou-se estudar os procedimentos de cálculo presentes em tais normas, para cantoneiras de aço, destacando as principais diferenças encontradas. Além disso, foi realizado um estudo comparativo entre valores de esforços resistentes obtidos, utilizando-se as normas e valores de ensaios e de simulações numéricas. Por fim, constatou-se que as divergências encontradas entre as especificações geram diferenças entre capacidades de resistência. Sendo assim, o trabalho resultou em um conjunto de informações e recomendações relevantes sobre a força resistente de cantoneiras de aço axialmente tracionadas.

Palavras-chave: Estruturas de aço; Barras tracionadas; Cantoneiras; Análise numérica.

COMPARATIVE STUDY OF STEEL ANGLES TENSILE STRENGTH

Abstract
Tension members are exclusively subjected to axial tensile forces. They are used, for example, in composition of trusses, bracing, and cables in suspension. Its design is foreseen in standards, such as, ABNT NBR 8800: 2008, ANSI/AISC 360-16, and EN 1993-1-1:2005. However, different specifications are found among them, resulting in different values of design. Thus, it was aimed to study the design procedures of these standards for steel angles, highlighting the main differences found. Besides, it was accomplished a comparison between the tensile strength obtained from the standards, test values, and numerical analysis of steel members. Therefore, it was concluded that the differences found between the standards are responsible for different tensile strength. Hence, this work resulted in relevant information and recommendation about tensile strength of steel angles.

Keywords: Steel structures; Tension members; Steel angles; Numerical analysis.

---

[1] Engenharia Civil, Bacharel em Engenharia Civil, Bolsista de Mestrado do Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[2] Engenharia Civil, Bacharel em Engenharia Civil, Bolsista de Mestrado do Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[3] Engenharia Civil, Doutora em Engenharia de Estruturas, Professora do Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[4] Engenharia Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[5] Engenharia Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Barras de aço tracionadas são comuns em sistemas estruturais, estando presentes na constituição de treliças planas e espaciais, contraventamentos, treliças de pilares, tirantes e pendurais. Geralmente, são encontradas constituindo vigas de piso e de cobertura (Figura 1). Entre suas aplicabilidades, são responsáveis por auxiliar a edificação a vencer grandes vãos livres e transferir cargas gravitacionais de um nível a outro (Fakury *et al.* [1] e Souza [2]).

Figura 1 – Utilização de cantoneiras de aço em cobertura de galpão e estação rádio base (Fonte: autor)

Comumente, estas barras possuem seções transversais formadas por perfis H, I, U, tubular ou L. Estes últimos são denominados **cantoneiras**, sendo os mais empregados.
No dimensionamento de barras tracionadas, a propriedade geométrica que demanda maior atenção é a área de seção transversal. Quando se trata de regiões de ligações, o cuidado deve ser ainda maior, pois a área efetiva de trabalho, nestes locais, pode ser inferior à área bruta da seção transversal.
Para que a estrutura não seja comprometida e se evite possíveis colapsos, duas reduções são realizadas em relação a área bruta de perfis estruturais de aço: uma devido a presença de furos ou outras aberturas, resultando na área líquida, e outra em relação à distribuição não uniforme da tensão de tração, resultando na área líquida efetiva.
Além disso, é válido ressaltar que este dimensionamento é previsto em normas, como **ABNT NBR 8800:2008** [3], **ANSI/AISC 360-16** [4] e **EN 1993-1-1:2005** [5], que o tratam de modos distintos. A principal diferença encontrada está relacionada à abordagem do coeficiente de

redução de área líquida. Este coeficiente é responsável por considerar a existência de afunilamentos de tensão, sendo aplicado para diminuir o valor da área líquida.
Em geral, as normatizações consideram que os valores da força axial de tração solicitante de cálculo, $N_{t,Sd}$, devem ser menores ou iguais aos valores de força axial de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, garantindo segurança estrutural. Para a determinação desta, é importante conhecer as dimensões das áreas bruta, líquida e efetiva das seções analisadas, que variam conforme os procedimentos analíticos especificados por cada norma.
Neste sentido, a comparação das proposições estabelecidas em normas para o cálculo da resistência de perfis metálicos é relevante, para que fiquem perceptíveis as diferenças existentes entre os dimensionamentos que prescrevem.
Além disso, avaliar quantitativamente e qualitativamente os valores obtidos, a partir das formulações normatizadas, comparando com valores numéricos e de ensaios, é fundamental para que se consiga justificar a relevância da utilização de tais normas, além de ratificá-las como adequadas, ou não, ao dimensionamento.
Com isso, objetiva-se estudar os procedimentos de cálculo normativos de capacidade resistente última aos efeitos da tensão de tração para cantoneiras de aço, destacando as principais diferenças encontradas, além de confrontá-los com abordagens numéricas e experimentais.

2 PROCEDIMENTOS NORMATIVOS

A **força axial de tração resistente de cálculo**, $N_{t,Rd}$, é definida como sendo o menor dos valores obtidos entre as análises de força dos estados-limites últimos, que, em barras tracionadas, podem ser de **Escoamento da Seção Bruta (ESB)** e **Ruptura da Seção Líquida (RSL)**.
O estado-limite último **ESB** está relacionado ao colapso que acontece quando a tensão de tração atuante, ao longo do comprimento da barra e em sua área bruta, se iguala aos valores de resistência ao escoamento do aço. Com isso, o elemento começa a se alongar excessivamente e encontra-se em situação de escoamento generalizado.
O estado-limite último **RSL** é caracterizado pelo rompimento da barra na região de redução de seção. O que ocorre é que a tensão atuante, em relação à área líquida efetiva, atinge valores iguais aos da resistência de ruptura do aço.
Na Tabela 1, são exibidas as formulações presentes em cada uma das normas citadas anteriormente, para obtenção dos valores de esforço resistentes de cálculo, $N_{t,Rd}$.

Tabela 1 – Definição dos esforços resistentes de cálculo para barras tracionadas, $N_{t,Rd}$

ESTADO LIMITE	NBR 8800	AISC 2016	EN 1993
ESB	$\frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$	$\emptyset_t A_g f_y$	$\frac{A_g f_y}{\gamma_{M0}}$
RSL	$\frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}}$	$\emptyset_t A_e f_u$	$\frac{0{,}90 A_n f_u}{\gamma_{M2}}$

*$\gamma_{a1} = 1{,}10$; $\gamma_{a2} = 1{,}35$; $\emptyset_t(ESB) = 0{,}90$; $\emptyset_t(RSL) = 0{,}75$; $\gamma_{M0} = 1{,}00$; $\gamma_{M2} = 1{,}25$.

onde A_g é a área bruta da seção transversal da barra, A_n, a área líquida da seção transversal da barra, A_e, a área líquida efetiva da seção transversal da barra, f_y, a resistência ao escoamento do aço e f_u, a resistência à ruptura do aço.
Nas expressões apresentadas na Tabela 1, pode ser observada a aplicação dos termos γ_{a1}, γ_{a2}, $\emptyset_t$, γ_{M0}, γ_{M2}, que representam coeficientes de ponderação de resistência. Esses fatores são

definidos de modo distinto em cada abordagem normativa, em função das especificações de segurança estrutural. Para a determinação dos valores nominais de resistência, tais coeficientes não são aplicados.
Em casos de cantoneiras parafusadas em apenas uma aba, a norma europeia também preconiza uma verificação adicional, que será melhor detalhada na subseção 2.5.
Como se pode observar, valores de resistência são obtidos a partir de valores de área líquida e área líquida efetiva. Sendo assim, a seguir serão apresentados os procedimentos de cálculo em concordância com as normas estudadas para sua obtenção.

2.1 Determinação da área líquida através das normas brasileira e americana
As normas **ABNT NBR 8800:2008** [3] **e ANSI/AISC 360-16** [4] não apresentam grandes diferenças de procedimentos para determinação da área líquida de cantoneiras.
Em barras tracionadas, regiões constituídas por furos possuem sua área líquida, A_n, como sendo a soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento, que é calculada da seguinte forma:

a) em ligações parafusadas, de acordo com a norma brasileira, considera-se a largura dos furos 1,5 mm superior ao seu diâmetro, em casos de ligação por broca, e 3,5 mm superior, em casos de ligação por punção. Enquanto isso, na **ANSI/AISC 360-16** [4], determina-se a largura dos furos como sendo 2 mm superior ao seu diâmetro, para qualquer um dos casos apresentados. Sendo comparadas, esta diferença é considerada a mais relevante para a determinação da área líquida;
b) em casos de furações irregulares, ou seja, séries de furos distribuídos transversalmente ao eixo da barra, de modo a estarem dispostos diagonalmente a este eixo ou em forma de ziguezague, calcula-se a largura líquida, subtraindo-se da largura bruta a soma das larguras de todos os furos em questão. Em seguida, soma-se o resultado da razão $s^2/(4g)$ para cada linha ligando dois furos. Os valores de s e g, representam, respectivamente, o espaçamento entre dois furos do seguimento diagonal, na direção paralela à linha de atuação da força de tração, e o espaçamento entre dois furos do segmento diagonal, na direção perpendicular à linha de atuação da força de tração, como demonstrado na Figura 2;

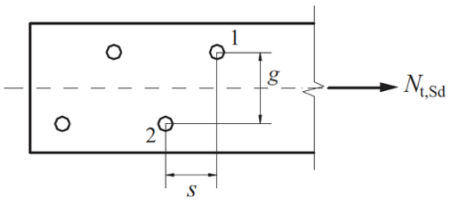


Figura 2 – Espaçamentos s e g entre dois furos (Fonte: ABNT NBR 8800:2008 [3])

c) a largura líquida crítica da barra é definida pela cadeia de furos que possua o menor valor de largura líquida, contando que existam diferentes possibilidades de linha de ruptura;
d) em cantoneiras, o valor de g dos furos (Figura 2) em abas opostas deve ser igual à soma das dimensões do gabarito medidas a partir da aresta da cantoneira e subtraídas pela espessura do perfil;

e) em seções que compreendem soldas de tampão ou soldas de filete em furos, a área do metal da solda deve ser desprezada;
f) quando não existem furos na seção, a área líquida é igual a área bruta.

2.2 Determinação da área líquida através da norma europeia

A norma **EN 1993-1-1:2005** [5] prevê reduções apropriadas na área bruta, considerando todos os furos e outras aberturas presentes nos perfis de aço. Abaixo, algumas regras para a obtenção da área líquida são pontuadas:

a) em casos de furos únicos, a área bruta da seção deve ser subtraída pela área de seção transversal do furo, no plano de seu eixo;
b) considerando furações regulares, deve ser subtraída da área bruta o somatório das áreas de furos que constituem a linha de ruptura crítica e são perpendiculares ao eixo do perfil;
c) quando existem furações irregulares, a área bruta deve ser subtraída pelo somatório das áreas de furos que constituem a linha de ruptura e são perpendiculares ao eixo do perfil, apenas se esta soma for de valor maior ao resultado da Equação 1, na qual t representa a espessura; n, o número de furos ao longo da diagonal ou linha ziguezague; d_0, o diâmetro do furo; s, o espaçamento entre dois furos do seguimento diagonal, na direção paralela à linha de atuação da força de tração e g, o espaçamento entre dois furos do segmento diagonal, na direção perpendicular à linha de atuação da força de tração, demonstrados na Figura 3;

$$t\left(nd_0 - \sum \frac{s^2}{4p}\right) \quad (1)$$

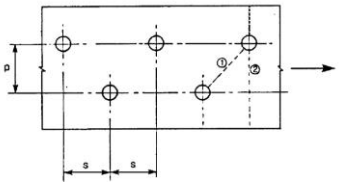


Figura 3 – Espaçamentos s e p entre dois furos (Fonte: EN 1993-1-1:2005 [5])

d) em cantoneiras ou perfis com furos em mais de um plano, o valor de p deve ser medido ao longo do centro da espessura do material, na região entre furos, como é exibido na Figura 4.

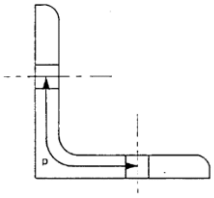


Figura 4 – Cantoneiras com furos em abas opostas (Fonte: EN 1993-1-1:2005 [4])

2.3 Determinação da área líquida efetiva através da norma brasileira

Na norma brasileira, a área líquida efetiva de uma barra, A_n, é dada pela Equação 2:

$$A_e = C_t A_n \quad (2)$$

Na equação anterior, C_t é conhecido como coeficiente de redução de área líquida. Variando o tipo de perfil, ocorre também a variação de seu valor. Sendo assim, abaixo, serão abordadas algumas das especificações para casos envolvendo cantoneiras:

a) quando a ligação envolve todos os elementos da seção transversal do perfil, ou seja, não existem elementos soltos, a tensão normal tem distribuição próxima da uniforme, sendo assim, não ocorrem reduções e o **C_t é igual a 1,00**;
b) quando existe, pelo menos, um elemento solto, o valor de C_t é dado pela Equação 3, onde e_c é a excentricidade da ligação, ou seja, a distância entre o centro geométrico da seção e o plano de cisalhamento da ligação, e l_c é o comprimento efetivo da ligação (em soldas, é o comprimento da solda na direção da força axial e, em ligações parafusadas, é a distância do primeiro ao último parafuso da linha de furação com o maior número de parafusos, na direção da força axial). O resultado da expressão, no entanto, deve ser limitado ao **valor máximo de 0,9 e mínimo de 0,6**;

$$A_e = 1 - \frac{e_c}{l_c} \quad (3)$$

2.4 Determinação da área líquida efetiva através da norma americana

A norma **ANSI/AISC 360-16** [4] também aplica um coeficiente de redução de área líquida para o cálculo da área líquida efetiva. Para tanto, utiliza-se a Equação 4, na qual U corresponde a este coeficiente.

$$A_e = UA_n \quad (4)$$

O valor de U também varia de acordo com a seção transversal do perfil. A seguir, algumas especificações, de acordo com a norma, são demonstradas para o perfil cantoneira:

a) quando a ligação envolve todos os elementos da seção transversal do perfil, ou seja, não existem elementos soltos, a tensão normal tem distribuição próxima da uniforme, sendo assim, não ocorrem reduções e **U é igual a 1,00**. Entretanto, isto não é válido para quando a força de tração axial é transmitida somente por soldas longitudinais. Nestes casos, U é obtido por meio da Equação 5, na qual l representa o comprimento de ligação da solda e $\bar{x}$, a excentricidade da ligação. Na Figura 5, este tipo de ligação é retratado. Observa-se também que existem dois comprimentos de solda, l_1 e l_2. Sendo assim, o valor de l corresponde à média aritmética entre os dois valores e estes não podem ser menores que o quádruplo do tamanho da solda;

$$U = \frac{3l^2}{3l^2+w^2}\left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right) \quad (5)$$

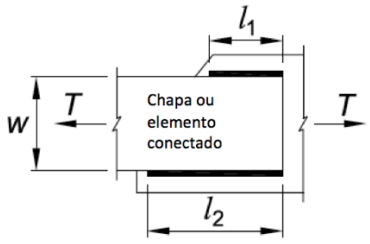


Figura 5 – Perfil com elementos conectados por soldas longitudinais (Fonte: adaptado de ANSI/AISC 360-16 [4])

b) quando existem elementos soltos, ou seja, nem todos os elementos da seção transversal do perfil estão envolvidos na ligação, é válida a Equação 6;

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} \quad (6)$$

c) quando a força axial de tração é transmitida através de soldas transversais**, U é igual a 1,00**;
d) para cantoneiras simples ou duplas, se existirem quatro ou mais parafusos por linha, na direção da força axial, **U é igual a 0,80**. Caso haja apenas três, **U é igual a 0,60**. Se houver menos que 3, deve-se utilizar a especificação (b). Para cantoneiras parafusadas, o cálculo também pode ser realizado de acordo com a especificação (b) e, se apresentar valores maiores que os desta especificação, pode ser assumido.

2.5 Determinação da área líquida efetiva através da norma europeia

De acordo com a norma **EN 1993-1-1:2005** [5] não se calcula diretamente a área líquida efetiva para a determinação de $N_{t,Rd}$, assim como é apresentado pelas demais normas.

Em situações de perfis assimétricos ou simétricos constituídos de elementos ligados de forma não simétrica, como é o caso de cantoneiras conectadas por uma única aba, são considerados os efeitos do espaçamento entre parafusos e das distâncias entre bordas e parafusos. Para tanto, no cálculo dos esforços resistentes, a norma preconiza a utilização da cláusula 3.10.3 da **EN 1993-1-8:2005** [6]. Sendo assim, o valor de $N_{t,Rd}$ é determinado pelas Equações 7, 8 e 9:

a) casos com 1 parafuso:

$$U = \frac{2{,}0(e_2 - 0{,}5d_0)t\, f_u}{\gamma_{M2}} \quad (7)$$

b) casos com 2 parafusos:

$$U = \frac{\beta_2 A_n\, f_u}{\gamma_{M2}} \quad (8)$$

c) casos com 3 ou mais parafusos:

$$U = \frac{\beta_3 A_n\, f_u}{\gamma_{M2}} \quad (9)$$

Observa-se que, na presença de dois ou mais parafusos, deve-se aplicar os coeficientes de redução β_2 ou β_3 à área líquida, que são definidos através de interpolações realizadas entre 0,4 e 0,7, para casos com 2 parafusos, e 0,5 e 0,7, para casos com 3 ou mais parafusos, dependendo dos valores de diâmetros dos furos (Tabela 2).

Tabela 2 – Determinação dos valores dos coeficientes β_2 e β_3 (Fonte: adaptado de EN 1993-1-8:2005 [6])

Distância entre furos ($p1$)	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
2 parafusos (β_2)	0,4	0,7
3 ou mais parafusos (β_3)	0,5	0,7

Na Figura 6, são demonstrados os termos presentes nas Equações 7, 8 e 9 e na Tabela 2. Observa-se, nesta figura, que d_0 corresponde ao diâmetro do furo; e_1, à distância entre a borda

e o furo, na direção paralela à força axial de tração; e_2, à distância entre a borda e o furo, na direção perpendicular à força axial de tração; t, à espessura dos elementos e γ_{M2}, ao fator de ponderação, igual a 1,25.
Portanto, pode-se considerar que, em casos de cantoneiras, é aplicado um coeficiente que exerce função semelhante ao dos coeficientes de redução de área líquida das normas brasileira e americana. Salienta-se que, para outros tipos de perfis, não ocorre esta redução.

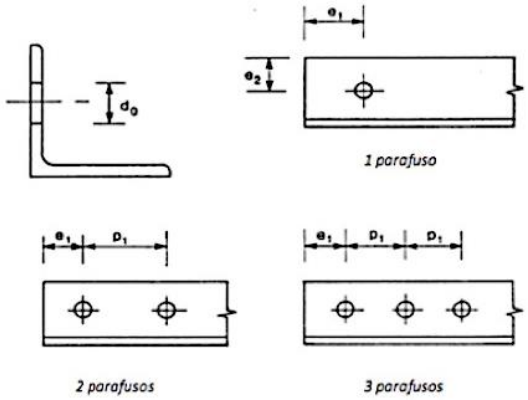


Figura 6 – Perfil com elementos conectados apenas por solda transversal (Fonte: adaptado de EN 1993-1-8:2005 [6])

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A partir dos procedimentos normativos apresentados, foram desenvolvidas planilhas de cálculo para a obtenção da força resistente de cantoneiras simples parafusadas e cantoneiras duplas parafusadas e soldadas. A fim de investigar esta resistência, foram também foram elaborados modelos numéricos no programa comercial *ABAQUS* [7]. Este programa utiliza o Método dos Elementos Finitos, que se baseia na aproximação das condições de equilíbrio de um corpo em função do tempo e das coordenadas de seus nós. Os modelos numéricos foram calibrados frente a resultados experimentais propostos por Kulak e Wu [8], para perfis parafusados, e Easterling e Giroux [9], para perfis soldados.

3.1 Descrição das seções analisadas

Para a análise dos valores analíticos e numéricos para capacidade resistente, foram adotadas oito cantoneiras simples parafusadas, oito cantoneiras duplas parafusadas e três cantoneiras duplas soldadas. A geometria das cantoneiras é representada pelas Figuras 7 e 8. Já as especificações dos perfis estruturais ensaiados são descritas nas Tabelas 3 e 4. As dimensões empregadas foram baseadas nos estudos de Kulak e Wu [8] e Easterling e Giroux [9].

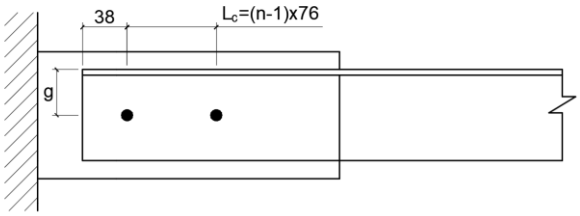


Figura 7 – Representação da geometria das cantoneiras parafusadas (Fonte: autor)

Tabela 3 – Especificações das cantoneiras parafusadas ensaiadas (Fonte: adaptado de Kulak e Wu [8])

SEÇÕES	CASO	PERFIL	n	ABA CONECTADA	f_u (Mpa)	f_y (Mpa)	g (mm)	e_c (cm)	l_c (cm)	A_g (cm²)
Cantoneiras simples parafusadas	1	L 102 x 76 x 6,4	6	102	450	300	64	1,87	38,00	10,90
	2	L 102 x 76 x 6,4	6	76	450	300	44	3,15	38,00	10,90
	3	L 76 x 51 x 4,8	6	76	450	300	44	1,19	38,00	5,82
	4	L 76 x 51 x 4,8	4	76	450	300	44	1,19	22,80	5,82
	5	L 76 x 51 x 4,8	2	76	450	300	44	1,19	7,60	5,82
	6	L 76 x 76 x 4,8	6	76	450	300	44	2,08	38,00	7,03
	7	L 76 x 51 x 9,5	6	76	450	300	44	1,37	38,00	11,16
	8	L 102 x 102 x 6,4	6	102	450	300	64	2,77	38,00	12,52
Cantoneiras duplas parafusadas	9	2L 102 x 76 x 6,4	6	102	450	300	64	1,87	38,00	21,81
	10	2L 102 x 76 x 6,4	6	76	450	300	44	3,15	38,00	21,81
	11	2L 102 x 102 x 6,4	6	102	450	300	64	2,77	38,00	25,03
	12	2L 76 x 76 x 4,8	6	76	450	300	44	2,08	38,00	14,06
	13	2L 76 x 51 x 9,5	6	76	450	300	44	1,37	38,00	22,32
	14	2L 76 x 51 x 4,8	6	76	450	300	44	1,19	38,00	11,64
	15	2L 76 x 51 x 4,8	4	76	450	300	44	1,19	22,80	11,64
	16	2L 76 x 51 x 4,8	2	76	450	300	44	1,19	7,60	11,64

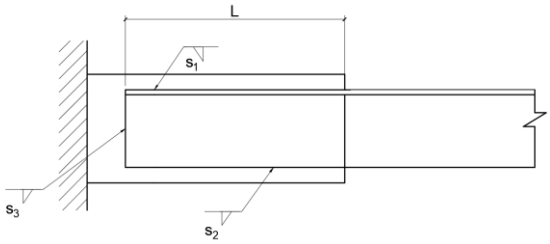


Figura 8 – Representação da geometria das cantoneiras soldadas a partir de soldas s_1, s_2 e s_3 (Fonte: autor)

Tabela 4 – Especificações das cantoneiras soldadas ensaiadas (Fonte: adaptado de Easterling e Giroux [9])

SEÇÃO	CASO	PERFIL	f_u (Mpa)	f_y (Mpa)	ABA CONECTADA	A_g (cm²)	CONFIGURAÇÃO DAS SOLDAS					
							S1		S2		S3	
							L_c (mm)	LADO (mm)	L_c (mm)	LADO (mm)	L_c (mm)	LADO (mm)
Cantoneiras duplas soldadas	17	2L 51 x 51 x 4,8	570	380	51	9,23	114,3	4,80	114,3	6,35	114,3	6,35
	18	2L 51 x 51 x 4,8	570	380	51	9,23	76,20	4,80	76,20	6,35	76,20	6,35
	19	2L 102 x 76x 6,35	501	336	102	21,81	88,90	6,35	102,0	6,35	102,0	6,35

3.2 Análise numérica

Simulações numéricas foram desenvolvidas para os 19 perfis estruturais supracitados. Para representação do comportamento real dos elementos, é relevante ressaltar algumas definições referentes ao modelo, como as relacionadas ao material, tipo de análise, condições de contorno e carregamento.

3.2.1 Material

De acordo com Salih *et al.* [10], grandes deformações inelásticas são esperadas para análises de conexões parafusadas e soldadas. Deste modo, é necessária a consideração do comportamento elástico e plástico do aço. Para regime elástico, simulou-se a utilização do aço com módulo de elasticidade (E) de 200 GPa e coeficiente de Poisson (ν) de 0,3, sendo este tratado como um material isotrópico.

Para o regime plástico, foram adotadas tensões e deformações reais, σ_{real} e ε_{real}, calculadas a partir de tensões e deformações nominais, σ_{nom} e ε_{nom}. Esta consideração foi empregada para que não fosse recorrida à ideia comum de diagramas de tensão *versus* deformação convencionais, nos quais a área da seção transversal considerada é sempre a área inicial, permanecendo constante com a variação do comprimento. Ou seja, foram adotados valores de área e comprimentos condizentes com a situação real, no momento em que a carga é aplicada. Segundo Pavlovic *et al.* [11], estes valores reais podem ser obtidos por meio de relações estabelecidas no meio científico, sendo estas apresentadas pelas Equações 10 e 11.

$$\varepsilon_{real} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (10)$$

$$\sigma_{real} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (11)$$

3.2.2 Tipo de análise

Para que as aproximações numéricas sejam condizentes com a realidade, este tipo de análise exige a consideração de não-linearidades físicas. Por essa razão, optou-se pela aplicação do Método de *Riks* disponível no *ABAQUS* [7]. Este método, que é também conhecido como método do comprimento de arco, consiste em um procedimento de continuação, no qual a solução é tomada em relação à definição de um caminho de equilíbrio em um espaço limitado por variáveis nodais e parâmetros de carga. Assim, percorre-se um caminho até onde o responsável pela análise julgar necessário, sendo este valor definido a partir de números de incrementos.

Para as análises em questão, os valores padrão definido pelo *software* de elementos finitos, para o número de incrementos e comprimento de arco, foram suficientes para convergência e obtenção de resultados satisfatórios em todos os modelos.

A partir da análise, foi obtido um fator de proporcionalidade (LPF) para cada incremento de carga, que é importante na determinação dos valores aproximados para carga de ruptura do elemento. A carga última (N_u) pode ser obtida a partir do fator de proporcionalidade, da tensão inicial (σ_0) referente à carga aplicada pelo usuário e da área bruta da seção transversal (A_g), conforme descrito na Equação 12.

$$N_u = \mathrm{LPF}(\sigma_0 \times A_g) \quad (12)$$

Sendo assim, valores numéricos foram determinados e validados a partir de resultados experimentais, buscando-se atingir desvio máximo de 10%.

3.2.3 Definição da malha e do tipo de elemento

Para concepção da malha adotou-se, nos casos de cantoneiras simples, elementos de casca S4 (Figura 9a), que consistem em elementos de quatro nós, curvatura dupla, integração completa e com deformação finita de membrana. Já para os casos de cantoneiras duplas, foram empregados elementos de casca S4R (Figura 9b), que são elementos similares ao S4, mas com integração reduzida. Ambos apresentam seis graus de liberdade por nó, sendo três referentes às translações e três às rotações.

A escolha pelo elemento com processo de integração reduzida, para a análise das cantoneiras duplas, se deu em função dos resultados serem coincidentes com aqueles obtidos a partir de elementos com integração completa. Dessa forma, optou-se pelo elemento S4R devido a seu menor tempo de processamento.

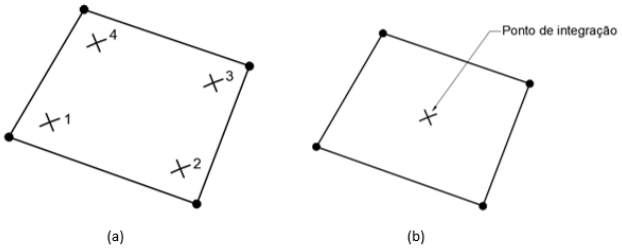


Figura 9 –Representação dos elementos de casca S4 (a) e S4R (b) (Fonte: autor)

Foram conduzidos testes a partir de diferentes tamanhos de malha para cada modelo elaborado, objetivando-se obter os resultados mais próximos dos experimentais e com menor tempo de análise. A partir deste estudo, foi verificado que, em alguns casos, malhas menos elaboradas apresentaram melhores respostas que malhas mais discretizadas. Este efeito decorre do fato de que concentrações de tensões podem surgir em elementos de pequeno tamanho, prejudicando a convergência da análise. Assim, de modo geral, a dimensão mais recorrente de malha foi de 10 mm, enquanto a máxima, de 25 mm.

A malha de elementos finitos foi definida como estruturada ao longo da cantoneira. No entanto, na região das conexões parafusadas, foi aplicada uma malha livre, que acarreta em uma distribuição de elementos mais flexível, promovendo melhor adequação nas regiões de ligação. Isto assegurou que problemas relacionados à concentração de tensões também fossem evitados e resultados satisfatórios fossem alcançados. Na Figura 10, é apresentado um exemplo da aplicação de malha para uma das cantoneiras.

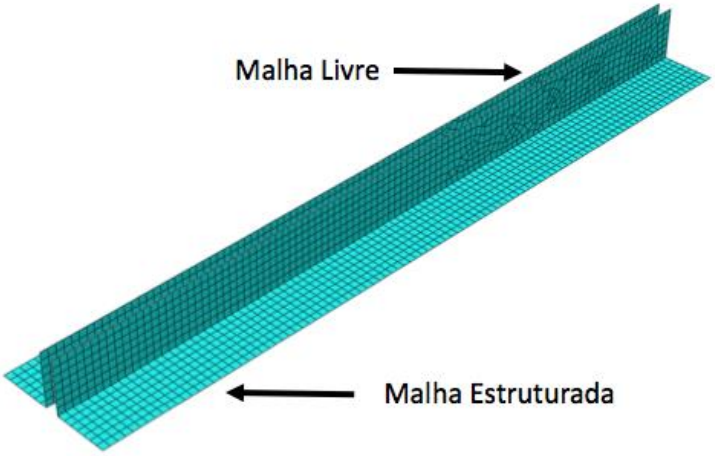


Figura 10 –Exemplo de malha adotado para cantoneira dupla parafusada (Fonte: autor)

3.2.4 Carregamento e condições de contorno

Para os modelos de cantoneiras duplas, foram adotadas cargas concentradas no centroide da seção transversal, sendo tal consideração empregada por apresentar resultados mais próximos ao comportamento real. Com isso, para aplicação do carregamento, foi criado um nó mestre do tipo *Beam*, na região do centro de gravidade, para definir o movimento de toda a superfície de borda da cantoneira. Já para as cantoneiras simples, a simulação de uma carga linear por unidade indeformada de área apresentou os resultados mais satisfatórios.

Quanto às condições de contorno, adotou-se restrição de todas as translações e rotações na região dos furos dos perfis parafusados. No estudo numérico proposto, a representação dos furos foi realizada por meio de quadrados elaborados a partir de partições no modelo (Figura 11a). Esta solução foi a que apresentou resultados mais coerentes. Também foram definidos modelos nos quais as ligações parafusadas eram representadas por cortes nas abas dos perfis. Contudo, estas simulações apresentaram valores menos representativos.

Para os casos de cantoneiras duplas parafusadas, a interação entre os dois perfis na região das conexões foi realizada por meio da aplicação de nós mestres do tipo *Beam* (Figura 11d). Nos pontos de interação, foram aplicadas condições de contorno que restringiram todos os possíveis movimentos de corpo (Figura 11b).

Nos modelos de cantoneiras duplas soldadas, a solda de ligação entre os elementos foi reproduzida através de uma pequena chapa entre as duas cantoneiras. Ao longo das partes criadas para representar as soldas, foram restringidas as translações e rotações em todos os eixos do sistema referencial (Figura 11c).

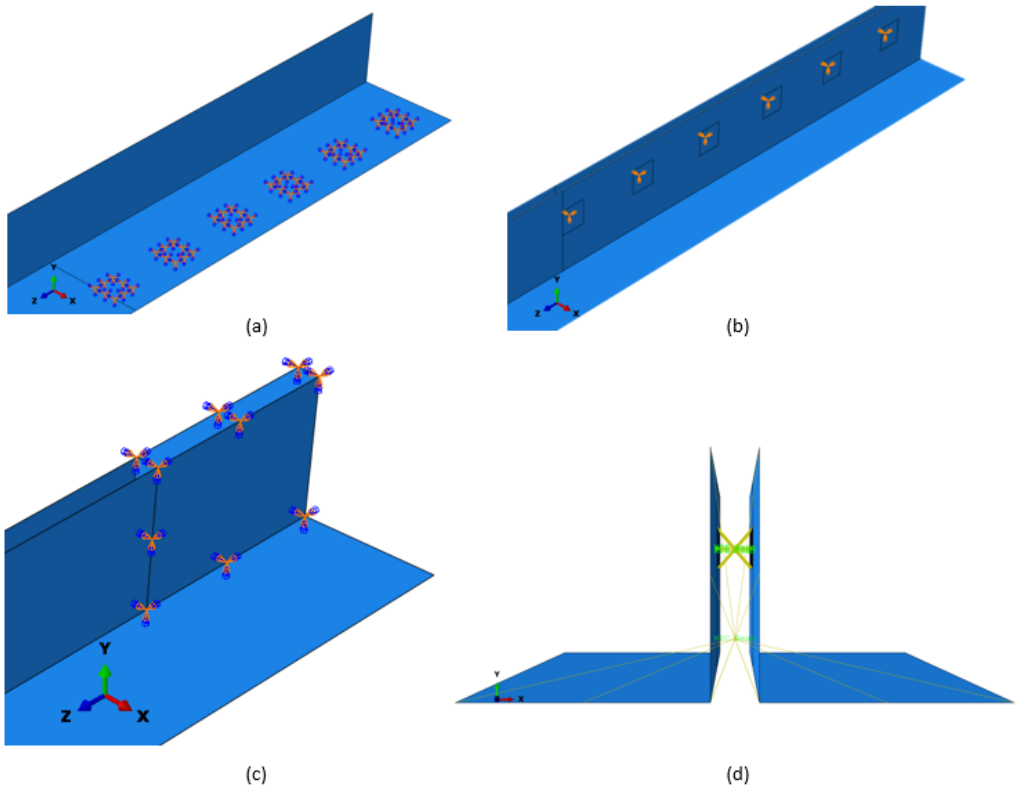


Figura 11 – Representação das condições de contorno de cantoneiras simples parafusadas (a), cantoneiras duplas parafusadas (b), cantoneiras duplas soldadas (c) e interação do tipo MPC Beam para cantoneiras duplas parafusadas (d) (Fonte: autor)

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os valores normativos de área líquida, coeficientes de redução e área líquida efetiva são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Resultados normativos para área líquida, coeficientes de redução e área líquida efetiva

SEÇÕES	CASO	A_n (cm²)			C_t (NBR)	U (AISC)	β (EN)	A_e (cm²)		
		NBR 8800	AISC 2016	EN 1993				NBR 8800	AISC 2016	EN 1993
Cantoneiras simples parafusadas	1	9,27	9,37	9,50	0,90	0,95	0,553	8,34	8,91	5,25
	2	9,27	9,37	9,37	0,90	0,92	0,553	8,34	8,59	5,18
	3	4,60	4,67	4,67	0,90	0,97	0,553	4,14	4,52	2,58
	4	4,60	4,67	4,67	0,90	0,95	0,553	4,14	4,42	2,58
	5	4,60	4,67	4,67	0,84	0,84	0,480	3,87	3,93	2,24
	6	5,81	5,88	5,88	0,90	0,95	0,553	5,23	5,56	3,25
	7	8,74	8,88	8,88	0,90	0,96	0,553	7,86	8,56	4,91
	8	10,88	10,98	10,98	0,90	0,93	0,553	9,80	10,18	6,08
Cantoneiras duplas parafusadas	9	18,54	18,73	18,73	0,90	0,95	0,553	16,69	17,81	10,37
	10	18,54	18,73	18,73	0,90	0,92	0,553	16,69	17,18	10,37
	11	21,77	21,96	21,96	0,90	0,93	0,553	19,59	20,36	12,15
	12	11,62	11,76	11,76	0,90	0,95	0,553	10,45	11,12	6,51
	13	17,48	17,76	17,76	0,90	0,96	0,553	15,73	17,12	9,83
	14	9,19	9,33	9,33	0,90	0,97	0,553	8,27	9,04	5,17
	15	9,19	9,33	9,33	0,90	0,95	0,553	8,27	8,85	5,17
	16	9,19	9,33	9,33	0,84	0,84	0,480	7,75	7,87	4,48
Cantoneiras duplas soldadas	17	9,23	9,23	9,23	0,87	0,82	-	8,06	7,56	-
	18	9,23	9,23	9,23	0,81	0,81	-	7,48	7,48	-
	19	21,81	21,81	21,81	0,80	0,80	-	17,54	17,54	-

Assim, os resultados relacionados à capacidade resistente das cantoneiras também foram determinados e são exibidos na Tabela 6. Para isso, considerou-se o menor entre os valores de resistência obtidos através dos estados-limite últimos ESB e RSL. É importante salientar que apenas valores nominais foram adotados, ou seja, a influência dos fatores de ponderação não foi considerada.

Tabela 6 – Resultados normativos referentes à resistência última nominal

SEÇÕES	CASO	NBR 8800		AISC 2016		EN 1993	
		$N_{t,Rk}$ (kN)	ELU	$N_{t,Rk}$ (kN)	ELU	$N_{t,Rk}$ (kN)	ELU
Cantoneiras simples parafusadas	1	327,10	ESB	327,10	ESB	236,43	RSL
	2	327,10	ESB	327,10	ESB	233,25	RSL
	3	174,58	ESB	174,58	ESB	116,22	RSL
	4	174,58	ESB	174,58	ESB	116,22	RSL
	5	174,31	RSL	174,58	ESB	100,81	RSL
	6	210,97	ESB	210,97	ESB	146,42	RSL
	7	334,84	ESB	334,84	ESB	221,15	RSL
	8	375,48	ESB	375,48	ESB	273,41	RSL
Cantoneiras duplas parafusadas	9	654,19	ESB	654,19	ESB	466,49	RSL
	10	654,19	ESB	654,19	ESB	466,49	RSL
	11	750,97	ESB	750,97	ESB	546,82	RSL
	12	421,93	ESB	421,93	ESB	292,84	RSL
	13	669,68	ESB	669,68	ESB	442,29	RSL
	14	349,16	ESB	349,16	ESB	232,44	RSL
	15	349,16	ESB	349,16	ESB	232,44	RSL
	16	348,62	RSL	349,16	ESB	201,63	RSL
Cantoneiras duplas soldadas	17	350,58	ESB	350,58	ESB	350,58	ESB
	18	350,58	ESB	350,58	ESB	350,58	ESB
	19	732,70	ESB	732,70	ESB	732,70	ESB

Na Tabela 5, para casos de cantoneiras parafusadas, ao se utilizar a norma europeia, observa-se a presença do coeficiente de redução β que, como descrito anteriormente, pode ser comparado aos coeficientes de redução de área líquida das normas brasileira e americana, entretanto, com

maior limitação. Isto explica os menores valores de resistência apresentados pelo eurocódigo (Tabela 6), garantindo resultados mais conservadores.

Além disso, em relação às normas brasileira e americana, dimensionamento similiar é verificado. As diferenças encontradas ocorrem unicamente devido à limitação ao valor máximo de 0,9 imposta ao coeficiente de redução pela norma brasileira. Os resultados obtidos a partir de ambas, se comparados à norma europeia, são menos conservadores.

Para os casos de cantoneiras soldadas, todas as prescrições normativas levam a valores iguais. Isto é justificado porque o estado-limite último predominante é o ESB, para todas as situações analisadas. Sendo assim, quando não se aplica coeficientes de ponderação, a resistência é definida apenas por meio da consideração de valores de área bruta e resistência ao escoamento do aço.

Adicionalmente, foram realizadas modelagens conforme descrito na seção 2. Dessa forma, aproximações numéricas para a capacidade resistente foram obtidas e confrontadas a valores experimentais de Kulak e Wu [8] e Easterling e Giroux [9], a fim de ratificar a precisão na reprodução do comportamento real das estruturas. Os resultados podem ser conferidos na Tabela 7.

Tabela 7 – Comparação de resultados numéricos e experimentais

SEÇÕES	*CASO*	N_u (kN)		ERRO (%)
		ABAQUS	ENSAIO	
Cantoneiras simples parafusadas	1	479,62	528,56	9,26
	2	474,99	483,09	1,68
	3	320,65	291,40	10,04
	4	342,16	303,54	12,72
	5	224,85	251,94	10,75
	6	329,73	340,05	3,04
	7	484,64	519,89	6,78
	8	543,80	530,11	2,58
Cantoneiras duplas parafusadas	9	941,95	1011,64	6,89
	10	935,91	932,08	0,41
	11	1039,76	1034,03	0,55
	12	609,35	599,66	1,62
	13	976,67	1039,79	6,07
	14	511,02	522,10	2,12
	15	511,26	546,38	6,43
	16	473,00	437,10	8,21
Cantoneiras duplas soldadas	17	522,55	501,56	4,18
	18	516,02	477,09	8,16
	19	1047,13	1029,90	1,67

*Cantoneiras parafusadas ensaiadas por Kulak e Wu (1997) e cantoneiras soldadas ensaiadas por Easterling e Giroux (1990).

Percebe-se que, para a maioria dos casos, o erro foi menor que 10%, sendo pouco maior nos casos 3, 4 e 5. Com isso, considera-se os modelos elaborados como apropriados para a representação da situação real das cantoneiras.

A partir de então, os resultados numéricos de resistência foram comparados com aqueles estabelecidos pelas normas (Tabela 8). Observa-se que as aproximações numéricas de resistência são maiores para todos os casos estudados, independente do procedimento normativo analisado.

Em geral, as normas levam a desvios significativos, se comparadas aos resultados numéricos. Com relação à norma europeia, esta apresenta as maiores diferenças, sendo encontrados

valores até quase três vezes menores. Apesar de menos divergentes, as normas brasileira e americana também apresentam discordâncias consideráveis, com respostas até quase 2 vezes menores. Nesta perspectiva, observa-se uma postura conservadora em todas as abordagens normativas analisadas.

Tabela 8 – Comparação entre os resultados numéricos e analíticos

SEÇÕES	CASO	$N_{t,Rk}$ (kN)			$N_{u,\,ABAQUS}$ (kN)	$\frac{Nu,\,ABAQUS}{Nt,\,Rk\,(NBR)}$	$\frac{Nu,\,ABAQUS}{Nt,\,Rk\,(AISC)}$	$\frac{Nu,\,ABAQUS}{Nt,\,Rk\,(EN)}$
		NBR 8800	AISC 2016	EN 1993				
Cantoneiras simples parafusadas	1	327,10	327,10	236,43	479,62	1,47	1,47	2,03
	2	327,10	327,10	233,25	474,99	1,45	1,45	2,04
	3	174,58	174,58	116,22	320,65	1,84	1,84	2,76
	4	174,58	174,58	116,22	342,16	1,96	1,96	2,94
	5	174,31	174,58	100,81	224,85	1,29	1,29	2,23
	6	210,97	210,97	146,42	329,73	1,56	1,56	2,25
	7	334,84	334,84	221,15	484,64	1,45	1,45	2,19
	8	375,48	375,48	273,41	543,80	1,45	1,45	1,99
Cantoneiras duplas parafusadas	9	654,19	654,19	466,49	941,95	1,44	1,44	2,02
	10	654,19	654,19	466,49	935,91	1,43	1,43	2,01
	11	750,97	750,97	546,82	1039,76	1,38	1,38	1,90
	12	421,93	421,93	292,84	609,35	1,44	1,44	2,08
	13	669,68	669,68	442,29	976,67	1,46	1,46	2,21
	14	349,16	349,16	232,44	511,02	1,46	1,46	2,20
	15	349,16	349,16	232,44	511,26	1,46	1,46	2,20
	16	348,62	349,16	201,63	473,00	1,36	1,35	2,35
Cantoneiras duplas soldadas	17	350,58	350,58	350,58	522,55	1,49	1,49	1,49
	18	350,58	350,58	350,58	516,02	1,47	1,47	1,47
	19	732,70	732,70	732,70	1047,13	1,43	1,43	1,43

No gráfico da Figura 12, as respostas referentes à capacidade resistente última provenientes de simulações numéricas, testes experimentais e normatizações podem ser melhor visualizadas.

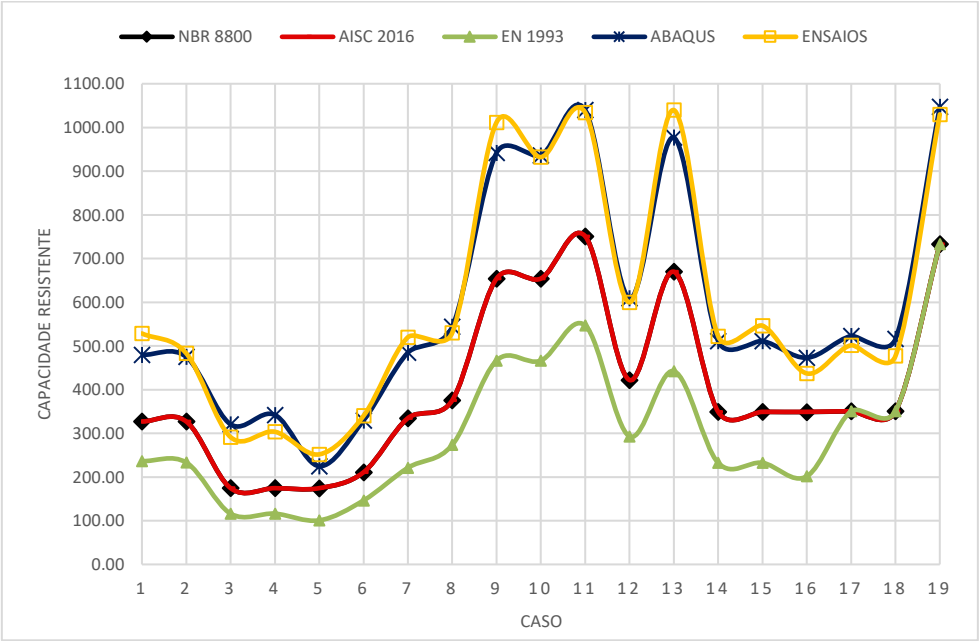


Figura 12 – Gráfico comparativo entre os resultados experimentais, numéricos e analíticos

4 CONCLUSÃO

Por conseguinte, a aplicação de cantoneiras tracionadas em sistemas construtivos é comum, sendo a precisão de seu dimensionamento importante para que não haja situações com pesos estruturais excessivos, gerando consumos desnecessários e gastos dispensáveis. Nesta perspectiva, a escolha de um procedimento que assegure desempenho estrutural sem que ocorram superdimensionamentos é fundamental.

Através dos resultados e discussões apresentados, conclui-se que os modelos numéricos elaborados assumem comportamento similar ao de ensaios observados na literatura. Também se visualiza que procedimentos normativos se distanciam consideravelmente das respostas numéricas e experimentais, sendo assim, são importantes estudos que os reavaliem.

Portanto, a análise realizada através das simulações numéricas desenvolvidas neste trabalho é uma alternativa que apresenta boa precisão de resultados de capacidade resistente para cantoneiras tracionadas. Neste sentido, é sugerido que estudo paramétrico seja desenvolvido adotando-as como base, a fim de que sejam encontradas respostas de resistência para demais casos de cantoneiras. Além disso, considera-se necessário avaliar a influência do conservadorismo proporcionado por normatizações, no que diz respeito ao dimensionamento de demais elementos estruturais submetidos à tração.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro em forma de fomento à pesquisa concedido pelo CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico).

REFERÊNCIAS

1 Fakury, R.H.; Castro e Silva, A.L.R; Caldas, R.B. Dimensionamento de estruturas de aço e mistas de aço e concreto. São Paulo. Pearson, 2016.
2 Souza ASC. Dimensionamento de Elementos Estruturais em Aço segundo a NBR 8800:2008. 2010. São Carlos: EdUfscar; 2010.
3 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios: Rio de Janeiro, 2008.
4 American National Standards Institute. AISC 360-16. Specification for Structural Steel Buildings: Chicago, 2016.
5 European Committee for Standardization. Eurocode 3 – Design of Steel Structures – part 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas, 2005.
6 European Committee for Standardization. Eurocode 3 – Design of Steel Structures – part 1-8: Design of Joints. Bruxelas, 2005.
7 SIMULIA. Abaqus/CAE User's Guide. 2017.
8 Kulak GL, Wu EY. Shear lag in bolted angle tension members. Journal of Structural Engineering. 1997; 123:1144-1152.
9 Easterling WS, Giroux LG. Shear lag effects in steel tension members. Engineering Journal. 1990; 30:77-89.
10 Salih EL, Gardner L, Nethercot DA. Numerical study of stainless steel gusset plate connections. Engineering Structures. 2013; 49:448-464.
11 Pavlovíc M, Markovíc Z, Veljkovíc M, Budevac D. Bolted shear connectors vs. headed studs behavior in push-out tests. Journal of Constructional Steel Research. 2013; 88:134-149.

CONSTRUMETAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ESTUDO NUMÉRICO DA EFICIÊNCIA DE CHAPAS ESPAÇADORAS EM BARRAS COMPOSTAS AXIALMENTE COMPRIMIDAS FORMADAS POR DOIS PERFIS U

Isadora Barros Brasileiro[1]
Ricardo Hallal Fakury[2]
Ana Lydia Reis de Castro e Silva[3]

Resumo
Este trabalho trata do estudo da eficiência de chapas espaçadoras nas barras compostas axialmente comprimidas formadas por dois perfis U ligados pelas almas, a partir de análises numéricas realizadas por meio do programa computacional ABAQUS, tendo como referência a força crítica de flambagem elástica. Foram simulados modelos de barras compostas variando o índice de esbeltez e a quantidade de chapas espaçadoras. Os resultados obtidos numericamente foram comparados com os procedimentos das normas brasileira ABNT NBR 8800:2008, norte-americana ANSI/AISC 360-16 e europeia EN 1993-1-1:2005. Verificou-se que para interação completa entre os dois perfis U, a norma europeia exige um número exagerado de chapas espaçadoras, o número prescrito pela norma brasileira não é suficiente e o da norma norte-americana apresenta boa conformidade com os resultados numéricos.

Palavras-chave: Estrutura de Aço; Compressão Axial; Barra Composta; Análise Numérica.

NUMERICAL STUDY OF THE EFFICIENCY OF INTERMEDIATE CONNECTORS IN BUILT-UP AXIALLY COMPRESSED MEMBERS COMPOSED OF TWO U SECTIONS

Abstract
This paper presents a study of the efficiency of intermediate packing plates in built-up axially compressed members composed of two U profiles connected by the webs based on numerical analysis performed through the ABAQUS computational program, using the elastic buckling load as reference. Models of built-up members were simulated in which the slenderness and the number of packing plates were varied. The numerical results were compared with Brazilian ABNT NBR 8800:2008, American ANSI/AISC 360-16 and European EN 1993-1-1:2005 standards. It was verified that for complete interaction between the two U profiles, the European standard requires an exaggerated number of packing plates, the number prescribed by the Brazilian standard is not enough and the number prescribed by the American standard shows good compliance with the numerical results.

Keywords: Steel Structure; Axial Compression; Built-up Member; Numerical Analysis.

[1] Engenheira Civil, Mestranda em Engenharia de Estruturas, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Brasil.
[3] Engenheira Civil, Doutora em Engenharia de Estruturas, Professora do Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Os elementos estruturais sujeitos à compressão axial são tipicamente utilizados como pilares, contraventamentos, escoras e em estruturas treliçadas de forma geral. Esses elementos são encontrados com as mais diversas seções transversais, e podem ser constituídos por um único perfil ou por mais de um perfil, sendo neste último caso designados como barras compostas.
Na maioria das vezes, os perfis das barras compostas são unidos por chapas espaçadoras soldadas ou parafusadas a eles. A função dessas chapas é fazer com que os perfis atuem em conjunto, o que eleva a capacidade resistente da barra e, adicionalmente, de manter esses perfis afastados, o que facilita sua ligação centrada aos outros componentes da estrutura. É usual projetar barras compostas constituídas, por exemplo, por duas cantoneiras (perfis L) ou dois perfis U, em diversas configurações, como ilustra a Figura 1.

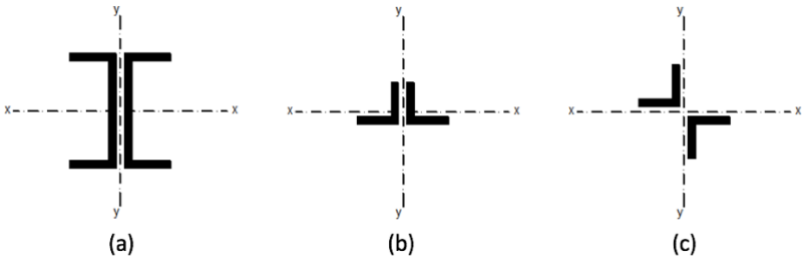


Figura 1 - Seções usais de barras compostas com perfis L e U: (a) Dois U's em forma de I (b) Dois L's em forma de T (c) Dois L's em forma de cruz

O estudo de barras compostas comprimidas, envolvendo a eficiência na utilização das chapas espaçadoras, é relevante para situações nas quais a força axial resistente de apenas um perfil laminado ou soldados não atenda às condições de solicitação. Por meio do programa computacional ABAQUS [1], que realiza a análise estrutural via Método dos Elementos Finitos, é possível realizar estudos numéricos do comportamento dessas barras e, assim, avaliar de forma comparativa os resultados obtidos e as proposições das normas vigentes no Brasil e em países com alto desenvolvimento no dimensionamento de estruturas de aço, como os Estados Unidos e os da Europa.
As análises numéricas proporcionam, por meio de recursos computacionais, a simulação das condições desejadas com grande praticidade, fornecem resultados da análise estrutural com elevada precisão e apresentam um custo financeiro reduzido.

1.2 Sobre este trabalho

Neste trabalho são:

- descritos e analisados os procedimentos adotados para a utilização de chapas espaçadoras em barras compostas comprimidas segundo as normas brasileira ABNT NBR 8800:2008 [2], norte-americana ANSI/AISC 360-16 [3] e europeia EN 1993-1-1:2005 [4];

- realizadas análises numéricas, via Método dos Elementos Finitos com o uso do programa computacional ABAQUS [1], do comportamento de barras compostas comprimidas constituídas por dois perfis U conectados pela alma, em função do número de chapas espaçadoras utilizadas para essa conexão (Figura 2);
- comparadas e analisadas de forma crítica as diferenças encontradas entre os procedimentos das três normas supracitadas para determinação do número de chapas espaçadoras, utilizando os resultados da análise numérica realizada neste trabalho como parâmetros.

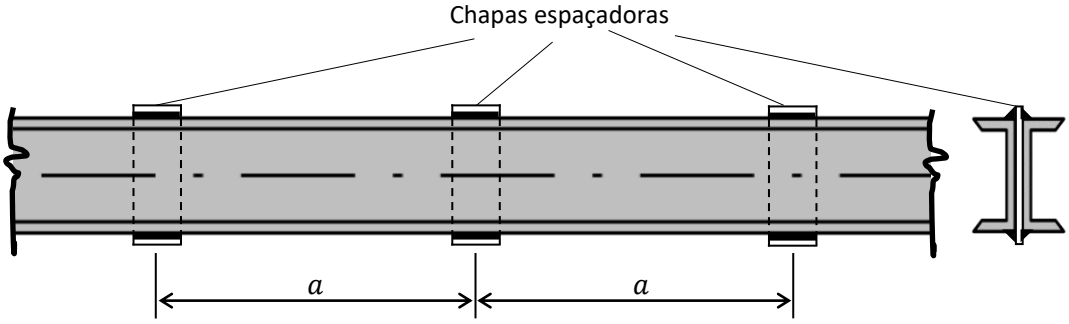


Figura 2 – Barra composta constituída por dois perfis U conectados pela alma com chapas espaçadoras

Nas análises numéricas, serão obtidas as forças críticas elásticas em barras compostas comprimidas constituídas por dois perfis U por meio de análise linearizada de flambagem, variando-se o número de chapas espaçadoras. Esses valores serão primeiramente comparados com os valores teóricos, válidos para a situação em que os dois perfis U, que formam uma seção transversal duplamente simétrica, trabalhem perfeitamente unidos. Em seguida, serão comparados com os procedimentos de cálculo relacionados às chapas espaçadoras de barras compostas das três normas, de modo a permitir uma avaliação crítica desses procedimentos.

2 FORÇA CRÍTICA ELÁSTICA

Nas barras compostas axialmente comprimidas de seção transversal duplamente simétrica formadas por dois perfis U ligados pelas almas, tratadas neste trabalho, a flambagem pode ocorrer de três modos: flexão pura em relação ao eixo central de inércia *x*, flexão pura em relação ao eixo central de inércia *y* e torção pura (para posição dos eixos, ver Figura 1-a). Assim, cada um desses três modos de flambagem da barra possui uma força crítica, prevalecendo para efeito de cálculo a menor delas.

No caso da seção transversal supracitada (Figura 1-a), prevalece a força de flambagem por flexão em relação ao eixo y, dada pela seguinte equação clássica da teoria da estabilidade elástica, conhecida como equação da carga crítica de Euler:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E\, I_y}{\left(K_y\, L_y\right)^2} \tag{1}$$

onde E é módulo de elasticidade do aço, I_y o momento de inércia em relação ao eixo central de inércia y e o produto K_yL_y o comprimento de flambagem da barra em relação ao eixo y.

3 PROCEDIMENTOS NORMATIVOS

3.1 ABNT NBR 8800:2008

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 [2] somente trata dos casos em que os perfis componentes da barra composta trabalhem perfeitamente em conjunto (interação completa entre os perfis), determinando que duas condições sejam atendidas no dimensionamento. A primeira estipula que a distância máxima entre duas chapas espaçadoras adjacentes (representada por a – ver Figura 2) deve ser tal que:

$$a \leq \frac{1}{2}\, \lambda_{máx}\, r_{mín,1} \tag{2}$$

onde $r_{mín,1}$ é o raio de giração mínimo de um perfil isolado que compõe a barra composta e $\lambda_{máx}$ o índice de esbeltez máximo da barra composta.
A segunda condição estipula que pelo menos duas chapas espaçadoras uniformemente espaçadas devem ser colocadas ao longo do comprimento da barra.

3.2 ANSI/AISC 360-16

A norma norte-americana ANSI/AISC 360-16 [3] determina que as barras compostas cujos perfis componentes são ligados por chapas espaçadoras conectadas a eles por parafusos ou soldas devem ser dimensionadas da mesma forma que as barras simples sujeitas à compressão axial, substituindo-se, porém, o valor do índice de esbeltez reduzido por um índice de esbeltez reduzido modificado λ_m. O valor desse índice de esbeltez modificado deve ser determinado de acordo com o tipo de ligação e as propriedades geométricas da barra, conforme mostrado a seguir para chapas espaçadoras fixadas com solda ou parafusos pré-tensionados:

- quando $\frac{a}{r_{mín,1}} \leq 40$

$$\lambda_m = \lambda_0 \tag{3}$$

- quando $\frac{a}{r_{mín,1}} > 40$

$$\lambda_m = \sqrt{{\lambda_0}^2 + \left(\frac{K_i\, a}{r_{mín,1}}\right)^2} \tag{4}$$

onde a é a distância entre duas ligações adjacentes entre os perfis componentes (distância entre chapas espaçadoras), λ_0 o índice de esbeltez reduzido e K_i um fator cujo valor é de 0,50

para cantoneiras conectadas em forma de T, 0,75 para perfis U conectados pela alma (situação estudada neste trabalho) e 0,86 para todos os outros casos.
Verifica-se, assim, que a razão $a/r_{mín,1}$, denominada esbeltez efetiva, possui um limite superior para que não ocorra alterações no valor do índice de esbeltez reduzido da barra e, consequentemente, na sua força resistente nominal. Portanto, a distância máxima entre chapas espaçadoras adjacentes para que haja interação completa entre os perfis das barras compostas deve ser:

$$a \leq 40\ r_{mín,1} \tag{5}$$

Verifica-se também que a norma norte-americana estabelece a possibilidade de se usar um número menor de chapas espaçadoras que aquele necessário para interação completa, desde que se faça uma redução da força resistente.

3.3 EN 1993-1-1:2005

A norma europeia EN 1993-1-1:2005 [4], da mesma maneira que a norma brasileira, somente considera o caso de interação completa entre os perfis componentes da barra composta. Para que esse tipo de interação ocorra, determina que a distância máxima entre as chapas espaçadoras soldadas ou parafusadas aos perfis deve obedecer a seguinte condição:

$$a \leq 15\ r_{mín,1} \tag{6}$$

A norma determina ainda que devem ser colocadas no mínimo três chapas espaçadoras nas barras compostas abordadas neste trabalho.

4 ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 Tipo de análise, elemento utilizado e malha

A elaboração dos modelos numéricos foi realizada a partir de barras compostas birrotuladas sob compressão centrada. Utilizou-se da análise linearizada de flambagem no programa ABAQUS [1], um processo em que o carregamento é aplicado de forma incremental.
Escolheu-se o elemento de casca S4, que possui quatro nós com aproximação linear e integração completa, utilizando quatro pontos de integração. De acordo com Castro e Silva [5], análises que utilizam esse elemento fornecem soluções precisas para problemas de flexão no plano, não são sensíveis à distorção do elemento e conseguem evitar situações em que o elemento se torna muito rígido quando sua espessura fica muito fina.
Foi realizado um teste de sensibilidade da malha, e concluiu-se que, a partir de 5 elementos em cada uma das mesas na seção transversal, os resultados já apresentam um resultado satisfatório. Adotou-se como referência para este trabalho uma malha com 5 elementos por mesa na seção transversal (dimensões aproximadas de 10 mm x 10 mm), número que se mostrou razoável em termos de tempo de processamento.

4.2 Propriedades da barra

As barras compostas escolhidas para a realização de todas as análises são constituídas por dois perfis U não comerciais e não suscetíveis à flambagem local, com as dimensões mostradas na Figura 3. No intuito de estudar o comportamento dessas barras quanto à flambagem, foram selecionadas quatro esbeltezes (50, 100, 150 e 200), sendo a última igual ao limite superior recomendado pela ABNT NBR 8800:2008 [2]. Dessa forma, foram adotados os comprimentos totais da barra (*L*) de 1015 mm, 2030 mm, 3045 mm e 4060 mm, tendo como base as esbeltezes analisadas. O módulo de elasticidade (*E*) e o coeficiente de Poisson (*v*) do aço foram considerados iguais a 200 GPa e 0,3, respectivamente.

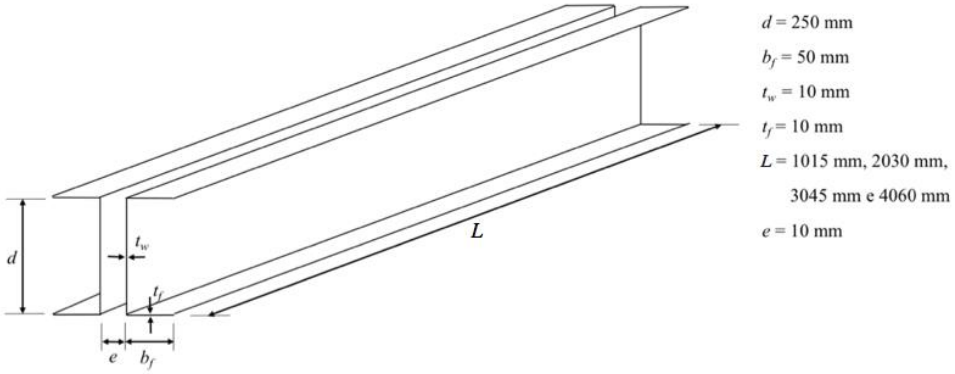


Figura 3 - Dimensões das barras compostas

4.3 Condições de contorno, simulação das chapas espaçadoras e aplicação da força axial

Para assegurar as condições de contorno de uma barra birrotulada, certas restrições devem ser atribuídas aos modelos na etapa de pré-processamento. Nos modelos em questão, restringiu-se: (i) os deslocamentos nos eixos *x* e *y*, nas extremidades e no ponto central da alma de cada um dos perfis (U1 e U2, respectivamente); (ii) o deslocamento no eixo *z* no ponto central de cada um dos perfis (U3); (iii) e a rotação em relação ao eixo *z* nas extremidades e no ponto central da alma de cada um dos perfis (UR3). Para a determinação da força crítica de flambagem da barra, aplicou-se uma força distribuída inicial de compressão de 1 kN/mm nas extremidades dos perfis, conforme mostrado na Figura 4. Essa força distribuída foi sendo incrementada, durante o processamento, até que a barra atingisse a instabilidade, fornecendo como resposta computacional os autovetores (formas dos modos de flambagem) e os autovalores (multiplicadores da força aplicada), que indicam o aspecto e a força crítica de flambagem da barra, respectivamente.

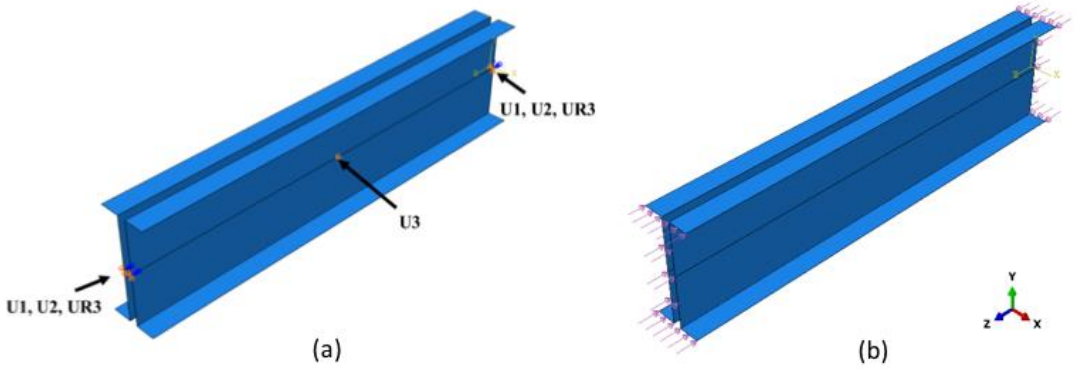


Figura 4 - Condições de contorno: (a) restrições e (b) aplicação da força axial

Além dessas restrições, para que haja interação entre os perfis da barra composta, foi necessário criar vinculações em determinados pontos ao longo da barra para replicar as condições de chapas espaçadoras e de chapas de nó (nas extremidades). Desta forma, restringiu-se os deslocamentos e as rotações da alma em relação aos eixos *x*, *y* e *z*, em determinadas seções, de um perfil aos respectivos deslocamentos e rotações do outro perfil da barra composta. As vinculações entre os perfis foram implementadas de maneira que todas ficassem igualmente espaçadas ao longo do comprimento da barra, conforme mostra a Figura 5.

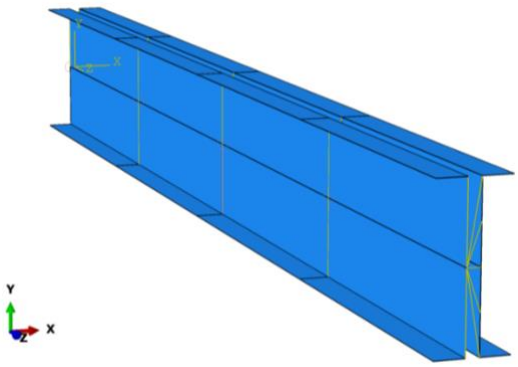


Figura 5 – Simulação das vinculações entre as barras proporcionadas pelas chapas espaçadoras e pelos nós nas extremidades

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Número de chapas espaçadoras previsto por normas

Foi determinado o número de chapas espaçadoras previsto pelas normas brasileira, norte-americana e europeia conectando os perfis componentes da barra composta para seu funcionamento como elemento estrutural sem que haja redução do valor da força crítica de flambagem e, consequentemente, da força resistente nominal de compressão. A Tabela 1

apresenta esse número, bem como a distância entre as chapas para as esbeltezes consideradas.

Tabela 1 - Número mínimo de chapas espaçadoras e distância entre elas previstas pelas normas para interação completa

Esbeltez	Comprimento da barra (mm)	ABNT NBR 8800:2008		ANSI/AISC 360-16		EN 1993-1-1:2005	
		Distância entre as chapas (mm)	Número de chapas	Distância entre as chapas (mm)	Número de chapas	Distância entre as chapas (mm)	Número de chapas
200	4.060	1.015,0	3	451,1	8	184,5	21
150	3.045	761,3	3	435,0	6	179,1	16
100	2.030	507,5	3	406,0	4	184,5	10
50	1.015	253,8	3	338,3	2	169,2	5

Observando a quantidade de chapas proposta pelas normas em análise, nota-se que há uma grande diferença nos procedimentos de cada uma delas no que diz respeito ao dimensionamento de barras compostas. A norma europeia foi aquela que exigiu maior número de chapas para assegurar a interação completa, independentemente da esbeltez da barra, além de apresentar valores mais distantes das outras duas normas. A norma brasileira, exceto para a esbeltez da barra igual 50, foi a que exigiu a menor quantidade de chapas espaçadoras, mostrando-se também insensível à variação da esbeltez.

5.2 Análises numéricas

Observou-se que o modo dominante de falha em todos os casos analisados se deu por flambagem global da barra por flexão em relação ao eixo *y* (eixo de menor inércia), como era esperado e de acordo com o exposto no Item 2. A Figura 6, a título de ilustração, mostra esse modo de flambagem obtido na análise numérica para caso de esbeltez igual a 200 com oito chapas espaçadoras (número de chapas referente à exigência da ANSI/AISC 360-16 [3]).

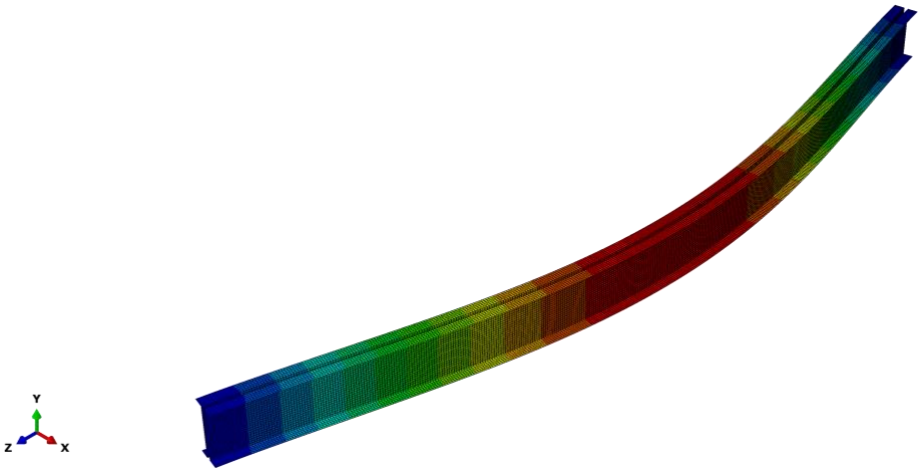


Figura 6 – Flambagem por flexão em relação ao eixo *y* de barra composta com esbeltez igual 200 e oito chapas espaçadoras

Chama-se a atenção para o fato de que, na barra com menor esbeltez (λ = 50), notou-se a ocorrência adicional de uma distorção da seção transversal dos perfis na forma de uma abertura das mesas e uma curvatura da alma na parte mais solicitada da barra composta, ou seja, na região central, como se vê, como ilustração, na Figura 7. Um possível motivo para a ocorrência desse fenômeno é a elevada magnitude da força de compressão na barra em razão de um comprimento de flambagem muito reduzido.

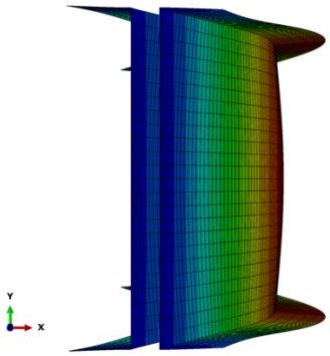


Figura 7 – Flambagem por flexão em relação ao eixo *y* de barra composta com esbeltez igual 50 com manifestação de distorção da seção transversal

A partir das forças críticas encontradas numericamente para as barras compostas com as quatro esbeltezes consideradas, variando de nenhuma chapa espaçadora ao número máximo de chapas exigido pelas normas, igual a 21 para a barra mais esbelta, determinou-se o percentual que essas forças representam em relação à força crítica para um comportamento de interação completa entre os perfis componentes, dada pela Equação 1. Os gráficos da Figura 8 indicam esses percentuais, que podem ser considerados como o nível de eficiência proporcionado pelas chapas espaçadoras nas barras compostas comprimidas axialmente.

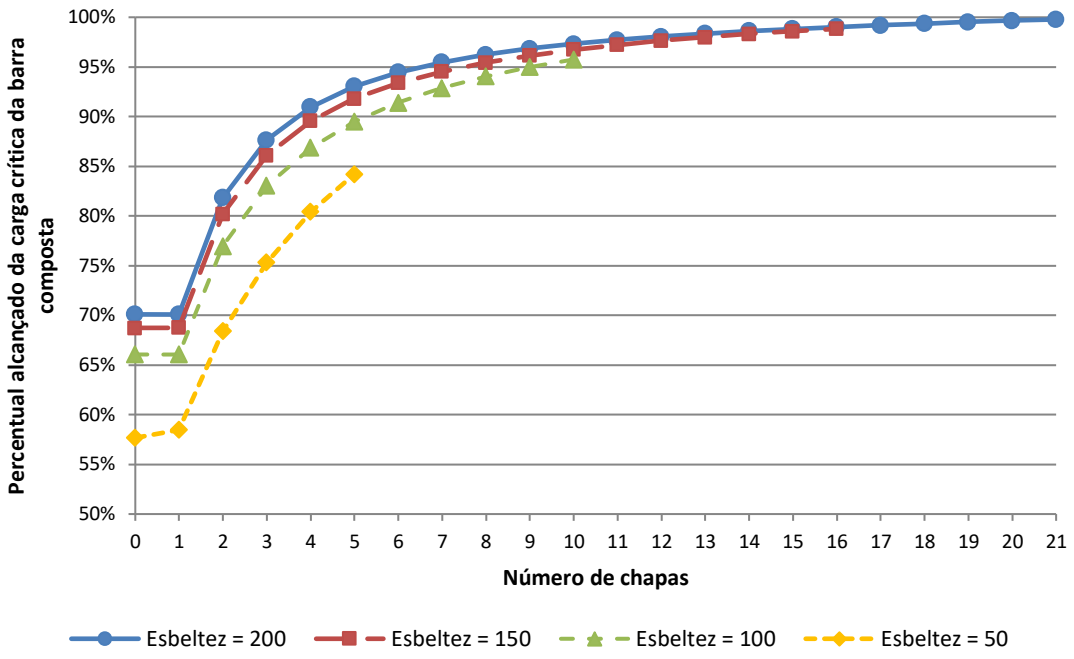


Figura 8 - Eficiência das chapas espaçadoras

Nota-se que o crescente aumento da quantidade de chapas espaçadoras faz com que a barra composta se torne mais eficiente, com a força de flambagem elástica aproximando-se cada vez mais da condição de interação completa entre os perfis constituintes. Entretanto, a força permanece constante nas situações sem chapa espaçadoras e com apenas uma chapa espaçadora no meio da barra, como pode ser comprovado pelo patamar no início dos gráficos. Esse fato ocorre porque, durante todo o incremento de força na análise linearizada de flambagem, a força cortante no centro da barra permanece nula, de forma que não há solicitação de cisalhamento na região onde a chapa foi posicionada, ou seja, o cisalhamento nulo entre os perfis para apenas uma vinculação no centro da barra faz com que a chapa espaçadora não contribua na interação. Essa condição justifica a exigência da norma brasileira de que pelo menos duas chapas sejam colocadas nas barras compostas para que se garanta a efetividade da conexão entre os perfis.

Notou-se que, para a esbeltez igual a 50, os resultados ficaram aquém dos demais devido ao fenômeno de distorção da seção transversal causado pela magnitude da força aplicada, conforme explanado anteriormente. Já as demais esbeltezes apresentaram eficiências similares para variadas quantidades de chapas.

Comparando as recomendações das normas, é evidente que a norma europeia EN 1993-1-1:2005 [4] apresentou maior eficiência que as outras duas, uma vez que que exigiu mais chapas para todos os casos estudados. Entretanto, nas barras que não sofreram interferência da distorção da seção transversal, nota-se que a partir de certo número de chapas a eficiência é menos sensível ao aumento destas (a partir de, aproximadamente, 90% da força crítica de flambagem elástica determinada para interação completa, o aumento do número de chapas espaçadoras influi pouco na capacidade resistente). Como consequência disso, a determinação do elevado número de chapas espaçadoras exigido pela norma europeia e um comprimento

destravado muito curto torna a utilização das recomendações dessa norma pouco viáveis na prática, levando à utilização de recomendações menos rigorosas. Segundo Bernuzzi e Cordova [6], é comum nos países europeus que se utilize um comprimento destravado máximo de 50 vezes o raio de giração mínimo de um perfil isolado, o que representaria uma redução da quantidade de chapas a aproximadamente um terço do proposto pela norma europeia.

Essas pequenas variações na eficiência alcançada podem ser detectadas a partir de, aproximadamente, 90% da força crítica de flambagem elástica determinada pela literatura. Dentre as normas analisadas, a norte-americana ANSI/AISC 360-16 [3] foi aquela que apresentou eficiência próxima de 90%, valor que pode ser considerado muito bom, sem uso excessivo de chapas espaçadoras. Deve-se observar também, que foi a única norma que apresenta uma formulação para redução da força crítica de flambagem para utilização de um número de chapas espaçadoras inferior ao valor máximo, o que dá liberdade ao projetista de escolher o número dessas chapas estritamente necessário para atender uma solicitação específica (ver subitem seguinte).

O procedimento da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 [2], conforme esperado, apresentou eficiência inferior aos demais, menor que 88% em todos os casos estudados. Por outro lado, em termos práticos, a execução de uma barra composta com menos chapas espaçadoras e maior comprimento destravado é economicamente mais interessante.

Note que as condições de vinculação simuladas nos modelos numéricos condizem, muitas vezes, com uma situação menos conservadora que a situação real, uma vez que o acoplamento entre os perfis foi feito somente nas seções onde seria posicionado o eixo do chapa espaçadora, desconsiderando o comprimento da chapa espaçadora na extensão longitudinal da barra composta.

5.3 Redução da força crítica de flambagem

A norma norte-americana ANSI/AISC 360-16 [3] apresenta uma proposição de modificação da esbeltez da barra composta nos casos em que a distância entre as chapas espaçadoras supera 40 vezes o raio de giração mínimo de um perfil isolado. Assim, para esses casos, a força crítica de flambagem elástica deve ser reduzida a partir da multiplicação do fator S_v (salienta-se que essa forma de apresentação, com a introdução do fator S_v, não é igual à da norma americana, mas conduz aos mesmos resultados dessa) pelo comprimento efetivo relacionado ao modo de flambagem dominante. Para as ligações efetuadas com solda ou com parafusos apertados com protensão inicial, o fator S_v é dado por:

$$S_v = \sqrt{1 + \frac{\left(\frac{K_i\, a}{r_{mín,1}}\right)^2}{{\lambda_0}^2}} \tag{9}$$

onde K_i é um coeficiente atribuído para cada tipo de seção da barra, já apresentado anteriormente, a a distância entre as chapas espaçadoras, $r_{min,1}$ o raio de giração mínimo de um perfil isolado e λ_0 o índice de esbeltez da barra composta em relação ao modo de flambagem considerado.

Esse procedimento da norma norte-americana foi comparado com os resultados da análise numérica, conforme se vê na Figura 9 (nas ordenadas, encontra-se a razão entre os valores da

norma, iguais à força crítica dada pela Equação 1 multiplicada por S_v, e da análise numérica), em função do número de chapas espaçadoras para cada uma das esbeltezes consideradas.

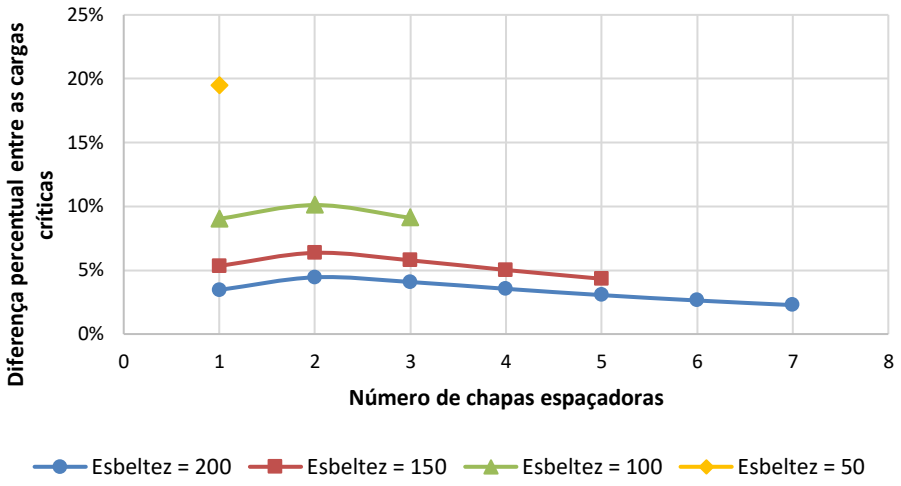


Figura 9 - Diferença percentual da força crítica entre a ANSI/AISC 360-16 [3] e resultados numéricos

É possível constatar uma boa concordância entre os valores da norma norte-americana e da análise numérica para as barras com esbeltez de 200, 150 e 100, tendo em vista que a diferença máxima foi de cerca de 4,5%, 6,4% e 10,1%, respectivamente. Nas barras com esbeltez de 50, a diferença cresceu bastante, atingindo cerca de 19,5%. Mas deve-se salientar, mais uma vez, que os resultados obtidos nas análises numéricas da barra composta com esse pequeno índice de esbeltez apresentaram um modo de flambagem fortemente influenciado pela distorção da seção transversal, fenômeno que não é previsto pelas recomendações normativas e que justifica o maior percentual de diferença.

6 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram estudados o comportamento estrutural sob compressão axial das barras compostas e a eficiência promovida pela implementação de chapas espaçadoras unindo dois perfis U pela alma. Esse estudo comparou os resultados fornecidos pelos procedimentos empregados pelas normas brasileira ABNT NBR 8800:2008 [2], norte-americana ANSI/AISC 360-16 [3] e europeia EN 1993-1-1:2005 [4] com resultados de uma análise numérica executada por meio do programa ABAQUS [1].

A norma europeia foi aquela que se mostrou mais conservadora, exigindo um número elevado de chapas espaçadoras sem a promoção significativa de eficiência da interação entre os perfis componentes das barras compostas. Este conservadorismo tem levado à sua pouca utilização prática, mesmo nos países europeus.

Em contrapartida, a norma brasileira, de forma geral, se mostrou menos conservadora e com menor sensibilidade quanto ao número de chapas espaçadoras recomendado à medida em que se varia a esbeltez da barra composta.

A norma norte-americana apresentou uma abordagem diferenciada das demais, propondo uma redução da força crítica de flambagem conforme o número de chapas espaçadoras

utilizadas. Essa orientação pode viabilizar a utilização de barras compostas com um número de chapas espaçadoras adaptado às necessidades estruturais. Avaliou-se a redução da força crítica proposta e pode-se inferir que esta está de acordo com os resultados obtidos nas análises numéricas.

Como o objetivo principal deste trabalho é comprovar a eficiência das chapas espaçadoras a partir das recomendações das três normas citadas, é importante que o estudo seja aprofundado utilizando-se perfis com dimensões e seções diferenciadas, além do aprimoramento das vinculações de chapas espaçadoras na análise numérica para que se obtenha resultados mais próximos da situação real. Propõe-se que, posteriormente, as simulações analisadas neste trabalho sejam verificadas experimentalmente para uma validação mais consistente das análises numéricas aqui apresentadas.

Agradecimento

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

REFERÊNCIAS

1 SIMULIA, D. S. ABAQUS 6.13 User's manual. Dassault Systems, Providence, RI, 2013

2 Associação Brasileira de Normas e Técnicas - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios - NBR 8800; 2008.

3 American Institute Of Steel Construction - Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction. ANSI/AISC 360; 2016.

4 EN 1993-1-1: Design of steel structures – Part 1-8: General – Design of joints. Eurocode 3; 2005.

5 Castro e Silva, A.L.R. Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão uniaxial [Tese de Doutorado]. Belo Horizonte: Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da UFMG; 2006.

6 Bernuzzi C, Cordova B. Built-Up Compression Members, in Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications. Chichester: John Wiley & Sons; 2016.

Tema: Dimensionamento Estrutural e Softwares de Cálculo

ESTUDO SOBRE A ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES EM AÇO

Rafael Eclache Moreira de Camargo[1]
José Jairo de Sáles[2]

Resumo
Este trabalho apresenta uma análise comparativa dos efeitos de segunda ordem em diferentes sistemas estruturais para um edifício de 20 pavimentos. Os modelos analisados foram dimensionados através dos princípios do método da análise direta, presente na ABNT NBR 8800:2008. O método da amplificação dos esforços solicitantes (MAES) foi usado para se obter de forma simplificada os esforços atuantes nos elementos do edifício considerando os efeitos locais e globais de segunda ordem. Todas as análises numéricas foram repetidas fazendo o uso de outro método simplificado, conhecido como P-Delta. Por meio dos resultados obtidos, foi observado que os esforços solicitantes determinados pelo método P-Delta ficaram bastante semelhantes àqueles calculados pelo MAES, com desvios desprezíveis. O MAES, por sua vez, mostrou-se bastante trabalhoso, pois exige a modelagem de diferentes tipos de estruturas para a determinação dos esforços.

Palavras-chave: Edifícios em aço; Estabilidade estrutural; Análise de segunda ordem; Análise estrutural.

STUDY ON STABILITY OF STEEL MULTI-STOREY BUILDINGS

Abstract
This work presents a comparative analysis of second-order effects in different structural systems for a 20-storey building. Each model has been designed using the principles of the direct analysis method (DAM), present in the ABNT NBR 8800:2008. The first-order amplification method (FOAM) was used to obtain, in a simplified manner, the forces acting on the building elements, including local and global second-order effects. All numerical analyses were carried out a simplified method known as P-Delta. From the results obtained it was found that the internal forces determined by the P-Delta method were very similar to those calculated by the first-order amplification method. The FOAM was, in turn, very laborious, because it requires the modeling of different types of structures for the determination of the forces.

Keywords: Steel buildings; Structural stability; Second-order analysis; Structural analysis.

[1] Mestre em Engenharia de Estruturas, Professor EBTT, Departamento de Computação e Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET-MG, Varginha, MG, Brasil.
[2] Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor aposentado, Departamento de Engenharia de Estruturas, EESC-USP, São Carlos, SP, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A verticalização dos empreendimentos imobiliários foi desencadeada nas últimas décadas devido à escassez de grandes terrenos nas áreas urbanas. Com isso, tornou-se comum a presença de edifícios cada vez mais altos nas paisagens das cidades.
Segundo Sáles [1], observa-se que o concreto armado foi o material de maior aceitação no Brasil, principalmente devido a questões culturais. No entanto, a utilização de sistemas estruturais mistos em aço e concreto apresentou um crescimento nos últimos anos, pois possui algumas vantagens em relação aos sistemas tradicionais. Dentre elas, a solução mista possibilita, por exemplo, uma diminuição das seções transversais, o que ocasiona um aumento da área útil da edificação e uma diminuição das cargas nas fundações. Além disso, os custos com fôrmas e escoramentos são reduzidos, os canteiros de obra tornam-se mais organizados devido à diminuição de depósitos de materiais e os prazos de execução são encurtados, pois existe a possibilidade de se fabricar a estrutura paralelamente com a execução das fundações.
Em relação ao comportamento estrutural, nos sistemas mistos é possível considerar a contribuição da laje nas ligações, o que promove um aumento da resistência e da rigidez quando comparadas com a mesma ligação sem a laje (FIGUEIREDO [2]). As flechas e os problemas de vibração também são minimizados, e as fissuras nas lajes são mais bem controladas devido ao uso de armadura de reforço no concreto (MATA [3]).
O comportamento dessas estruturas não é simples e por essa razão algumas simplificações são necessárias para viabilizar o seu estudo e tornar sua marcha de cálculo mais expedita. Um tipo de simplificação bastante comum nas análises estruturais diz respeito à consideração da ação do vento nos edifícios. Geralmente, os carregamentos devidos ao vento são considerados uniformes (sem excentricidades), o que muitas vezes não ocorre devido à presença de outras construções próximas, responsáveis pelos efeitos de vizinhança.
A representatividade do modelo matemático é garantida quando conseguimos simular as ações atuantes na estrutura e as particularidades dos elementos que a formam (vigas, pilares, lajes, ligações, entre outros). Porém, também é de fundamental importância a consideração do seu comportamento global para que os esforços sejam adequadamente mensurados. Esse fato explica a necessidade das não linearidades física e geométrica serem contempladas pela análise estrutural.

1.1 Objetivos

O presente trabalho consiste na avaliação dos resultados de análises numéricas de diferentes edifícios de andares múltiplos em aço para verificar a influência da concepção estrutural nos efeitos de segunda ordem. Além disso, pretende-se analisar a influência dos efeitos de vizinhança na estabilidade de edifícios em aço, avaliar a aplicabilidade do método simplificado de análise de segunda ordem proposto pela ABNT NBR 8800:2008 [4] e comparar os valores obtidos por essa metodologia com os resultados fornecidos por software comercial empregando o método P-Delta.

1.2 Revisão da literatura

1.2.1 Sistemas estruturais

Segundo Corrêa [5], a definição do sistema estrutural é um dos pontos mais delicados em um projeto. Nessa fase, o engenheiro estrutural deve decidir como será o arranjo dos elementos e suas respectivas funções, de modo que as cargas presentes no edifício sejam absorvidas e transmitidas adequadamente. De acordo com Bellei et al. [6], a escolha do sistema estrutural que vai dar sustentação ao edifício impactará nos aspectos relacionados ao peso da estrutura, facilidade de fabricação, rapidez de montagem e, consequentemente, no custo final da obra.
Os sistemas estruturais mais empregados nos edifícios são sempre variações e combinações dos seguintes componentes estruturais: pilares externos e internos, vigas principais e secundárias, contraventamentos, lajes e painéis. Entre os principais sistemas estruturais empregados atualmente, destacam-se os sistemas aporticados, contraventados, com núcleo resistente e os sistemas híbridos (IABr et al. [7]).
Os sistemas aporticados formam o tipo de solução estrutural mais clássico e são bastante empregados em edifícios de pequenas alturas. As ligações entre vigas e pilares, na maior parte dos casos, são projetadas como rígidas, com o objetivo de se obter um conjunto de pórticos verticais resistentes às ações horizontais nas duas direções.
Os sistemas contraventados consistem em embutir treliças, também chamadas de contraventamentos, ao longo da edificação. As estruturas com contraventamento treliçado possuem um comportamento mais eficiente em relação àquelas puramente aporticadas devido à eliminação dos momentos nas ligações entre vigas, colunas e barras diagonais, o que faz com que os elementos do treliçamento fiquem sujeitos apenas a esforços axiais (FRANCA [8]).
Os sistemas com núcleo resistente, segundo Sáles [1], são constituídos por paredes de concreto armado executados principalmente nas regiões onde localizam-se as torres de escadas, elevadores e locais para passagem vertical de tubulações (os chamados núcleos de serviço). Essa solução é interessante principalmente para os edifícios mais altos.
Por sua vez, os sistemas híbridos são obtidos através da utilização simultânea de dois ou mais sistemas estruturais, cuja utilização cresceu significativamente nas últimas décadas, conforme mencionado em CTBUH [9] e Smith e Coull [10].

1.2.2 Ação do vento

Segundo Fontes [11] e Carpeggiani [12], de uma maneira geral, as forças oriundas do vento são obtidas a partir de coeficientes aerodinâmicos contidos em normas, manuais ou relatórios de pesquisa, sendo que estes dados se referem apenas a edificações isoladas. A vizinhança de uma edificação pode alterar significativamente estes coeficientes ou até mesmo fazer com que surjam efeitos consideráveis como aumentos de sucções, inversão dos esforços e torção.
Tradicionalmente, os carregamentos devidos ao vento são tratados como uniformes e simétricos para uma mesma cota da edificação, resultando na não consideração do momento de torção ao longo do seu eixo vertical. No entanto, as cargas devidas ao vento raramente são

uniformes. Na realidade, há uma não uniformidade do escoamento causada pela presença de outras edificações ou por esse escoamento não atuar ao longo do eixo de simetria.
A ABNT NBR 6123:1988 [13] sugere que, no caso de edificações paralelepipédicas, o projeto leve vem conta: (i) as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas; (ii) as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança.
Os esforços de torção oriundos da condição (ii) devem ser calculados considerando as forças de vento agindo com as seguintes excentricidades em relação ao eixo vertical geométrico:

- Edificações sem efeitos de vizinhança: $e_a = 0{,}075a$ e $e_b = 0{,}075b$
- Edificações com efeitos de vizinhança: $e_a = 0{,}15a$ e $e_b = 0{,}15b$

Sendo e_a medido na direção do lado maior, a, e e_b medido na direção do lado menor, b.

1.2.3 Análise de segunda ordem

Segundo Ziemian [14], o requisito básico para uma análise de segunda ordem é assegurar que o equilíbrio da estrutura seja satisfeito em sua condição deformada. Tomam-se como exemplos dois pórticos simples mostrados na Figura 1. Para o pórtico (a), no qual a translação lateral é permitida, uma análise de primeira ordem das cargas gravitacionais resulta em momentos fletores na viga iguais a uma viga simplesmente apoiada, sem momentos fletores aplicados nas extremidades. Adotando o equilíbrio na posição deformada, há um aumento dos momentos fletores na viga e momentos fletores diferentes de zero na coluna. Esse acréscimo de momentos fletores é devido basicamente ao efeito P-Δ, onde Δ é o deslocamento lateral do pórtico e P é a carga vertical total aplicada.

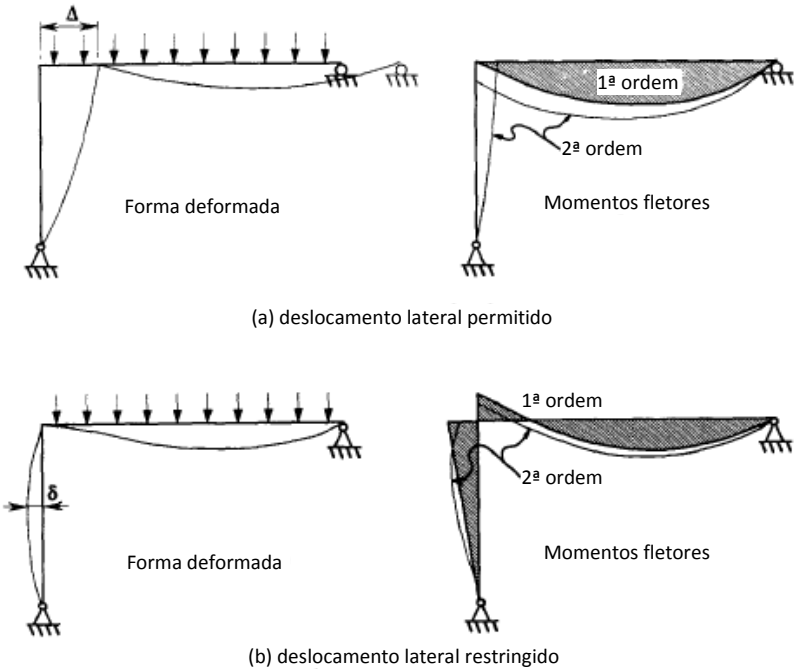


Figura 1 – Momentos de segunda ordem P-Δ e P-δ. (Fonte: Ziemian [14])

No pórtico (b), com restrição ao deslocamento lateral, os momentos fletores de segunda ordem que surgem na viga e na coluna são decorrentes do deslocamento lateral δ ao longo do comprimento do pilar. O momento fletor adicional na coluna é igual à carga aplicada P vezes a deflexão δ, caracterizando esse efeito como P-δ. Pela Figura 1, observa-se que há uma redução no momento fletor negativo, pois esse efeito tem como consequência a diminuição da restrição à rotação do pilar. Por outro lado, percebe-se um aumento do momento fletor positivo máximo da viga e uma mudança de posição do ponto de momento fletor máximo do pilar.

Ao longo dos anos, muitos métodos foram desenvolvidos para aumentar a eficiência computacional e a acuracidade dos seus resultados. A maior parte deles apresenta uma abordagem aproximada dos efeitos globais de segunda ordem (P-Δ) através da aplicação de forças laterais fictícias e não inclui os efeitos locais nos seus procedimentos (P-δ) por assumirem pequenos deslocamentos entre as extremidades dos elementos (ZIEMIAN [14]).

A ABNT NBR 8800:1986 [15] apresentava em um de seus anexos um método simplificado para a análise de segunda ordem (Figura 2). Ele baseava-se nas forças laterais fictícias e sua aplicação não era exigida pela referida norma. Nesse método, também conhecido como P-Delta iterativo, parte-se inicialmente dos deslocamentos horizontais no nível de cada andar, obtidos por meio de uma análise elástica de primeira ordem de uma combinação apropriada de ações de cálculo.

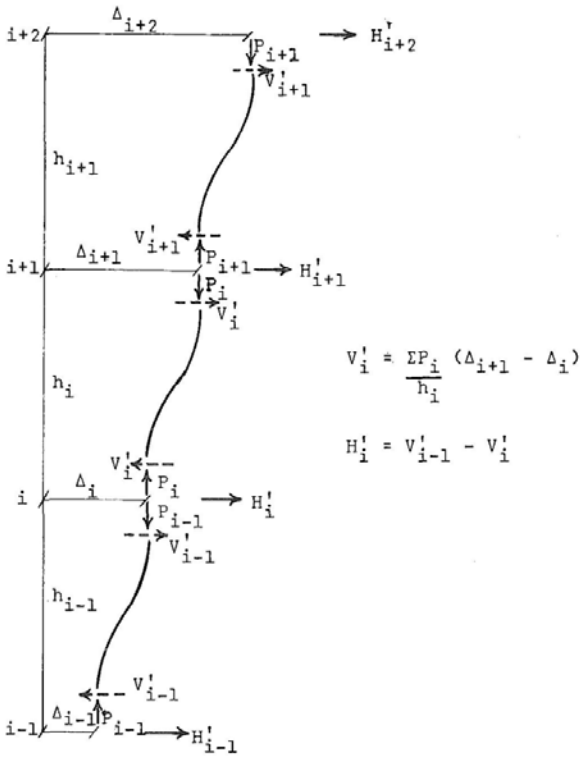


Figura 2 – Método iterativo de forças laterais equivalentes. (Fonte: Gaiotti e Smith [16])

Com os valores desses deslocamentos, é possível determinar a força cortante fictícia V_i' em um andar i através da Equação 1:

$$V_i' = \frac{\sum P_i}{h_i}\left(\Delta_{i+1} - \Delta_i\right) \quad (1)$$

onde:
ΣP_i é o somatório das forças normais nos pilares do andar *i*, inclusive nos pilares que não pertençam ao sistema resistente a forças horizontais;
h_i é a altura do andar *i*;
Δ_{i+1} e Δ_i são os deslocamentos horizontais nos níveis *i*+1 e *i*, respectivamente.
Como observado em Gaiotti e Smith [16], a força cortante fictícia, ou o seu incremento, produz os momentos fletores nas colunas do andar *i*. Analisando a equação acima, percebe-se que o momento fletor produzido pelas forças gravitacionais, $\sum P_i\left(\Delta_{i+1} - \Delta_i\right)$, é transformado em um binário cujas forças e braço de alavanca são iguais a V_i' e a h_i, respectivamente.
O próximo passo consiste em calcular o incremento da força lateral equivalente H_i' do andar *i* através da diferença entre os cortantes do andar imediatamente abaixo *i*-1 e do andar *i*:

$$H_i' = V_{i-1}' - V_i' \quad (2)$$

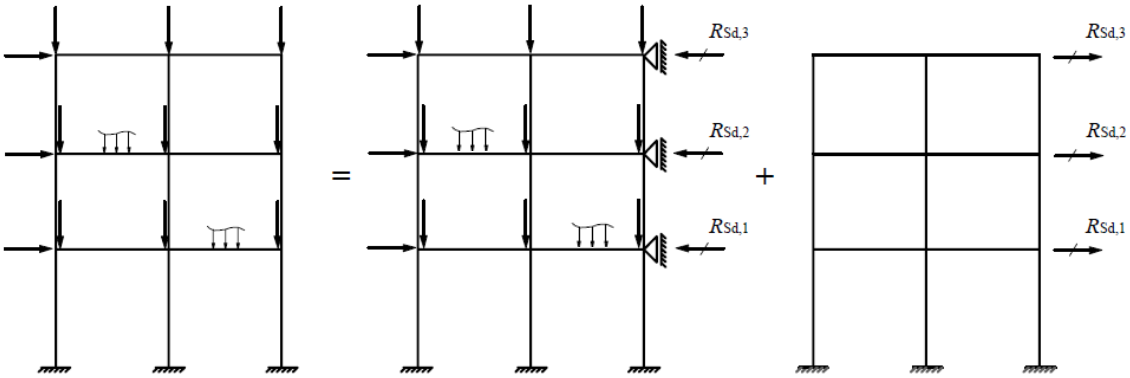
As forças laterais equivalentes são aplicadas nos níveis de cada andar e a estrutura é novamente analisada. Todo o processo é repetido até que os valores dos deslocamentos laterais não sejam alterados significativamente em relação àqueles obtidos na iteração anterior. Segundo a ABNT NBR 8800:1986 [15], se após 5 iterações os resultados não convergissem, a estrutura poderia estar excessivamente flexível.
A ABNT NBR 8800:2008 [4] exige a utilização de uma análise de segunda ordem, podendo esta ter como base teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações da teoria de primeira ordem. Diferentemente da sua versão anterior, agora é necessário classificar as estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais por meio da relação entre os deslocamentos obtidos em análise de segunda e primeira ordem.
No que diz respeito à análise de segunda ordem, a referida norma possibilita a utilização do método de amplificação dos esforços solicitantes (MAES), que é um procedimento aproximado e leva em consideração os efeitos globais (*P-Δ*) e locais (*P-δ*), conforme indicado na Figura 3.
O momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, M_{Sd} e N_{Sd}, devem ser determinados para cada andar da estrutura analisada por meio das seguintes equações:

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (3)$$

$$N_{Sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt} \quad (4)$$

onde:
B_1 é o coeficiente de amplificação devido ao efeito *P-δ*;
B_2 é o coeficiente de amplificação devido ao efeito *P-Δ*;
M_{nt} e N_{nt} são o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, respectivamente, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós impedidos de se deslocar horizontalmente devido a contenções laterais fictícias em cada andar (Estrutura nt);
M_{lt} e N_{lt} são o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, respectivamente, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos

horizontais dos nós da estrutura provocados pela aplicação, em sentido contrário, das reações das contenções fictícias, nos mesmos pontos onde estas foram colocadas (Estrutura l_t).



(a) Estrutura original (b) Estrutura nt (c) Estrutura l_t

Figura 3 – Modelo para análise. (Fonte: ABNT NBR 8800:2008 [4])

O coeficiente B_1 é dado por:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1{,}0 \quad (5)$$

onde:

N_e é a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra (K = 1,0), considerando, se for o caso, a imperfeição inicial de material:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (6)$$

N_{Sd1} é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem ($N_{Sd1} = Nnt + N_{lt}$);

C_m é um coeficiente obtido pela Equação 7, se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, e a mesma seja submetida a momentos aplicados nas extremidades e a uma força axial de compressão. Caso essas forças existam, o valor de C_m deve ser obtido por análise racional ou tomado conservadoramente igual a 1,0. Se a força axial solicitante de cálculo na barra for de tração, B_1 = 1,0.

$$C_m = 0{,}60 + 0{,}40\frac{M_1}{M_2} \quad (7)$$

onde:

M_1 é o menor momento fletor solicitante nas extremidades da barra;

M_2 é o maior momento fletor solicitante nas extremidades da barra.

O coeficiente B_2 é dado por:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s}\frac{\Delta_h}{h}\frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \quad (8)$$

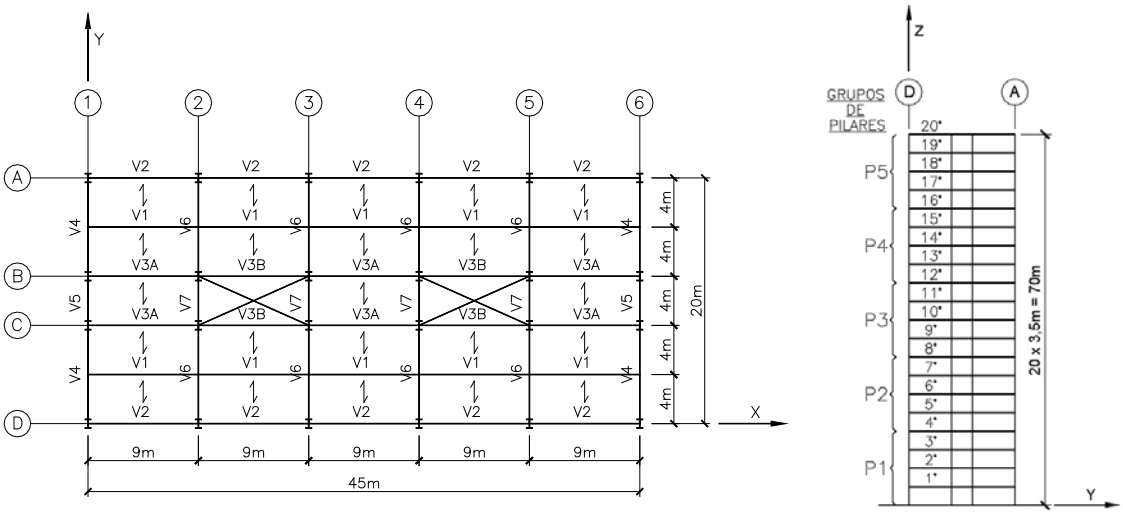
onde:
ΣN_{Sd} é a carga gravitacional total que atua no andar considerado, englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertençam a essas subestruturas;
R_s é um coeficiente de ajuste, igual a 0,85 nas estruturas onde o sistema resistente a ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos e 1,0 para todas as outras estruturas;
Δ_h é o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior do andar considerado (deslocamento interpavimento), obtido da análise de primeira ordem, na estrutura original ou na estrutura l_t. No caso de Δ_h apresentar valores diferentes em um mesmo andar, deve ser tomado um valor ponderado para esse deslocamento, em função da proporção das cargas gravitacionais atuantes ou, de modo conservador, o maior valor;
ΣH_{Sd} é a força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar Δ_h, obtida na estrutura original ou na estrutura l_t;
h é a altura do andar, ou seja, a distância entre eixos de vigas de dois andares consecutivos ou entre eixos de vigas e a base, no caso do primeiro andar.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento deste trabalho foram realizadas as análises numéricas de três edifícios por meio do software SAP2000. Os resultados obtidos pelo MAES foram comparados com os valores fornecidos por análises utilizando o método P-Delta. Em todos os casos, considerou-se a atuação do vento com os efeitos de vizinhança.

2.1 Descrição da estrutura

Os edifícios analisados neste trabalho possuem as mesmas características arquitetônicas, mas diferenciam-se pelo sistema estrutural adotado. A estrutura utilizada como base para os modelos foi retirada de Sáles [1] e consiste num edifício comercial de 20 pavimentos, com pé-direito único, igual a 3,5 m. Suas dimensões em planta são 45 x 20 m, totalizando 18.000 m², ou 900 m² por andar. Em todos os casos analisados foram utilizados pilares metálicos, vigas mistas em aço e concreto, e lajes do tipo *steel deck*. A construção foi considerada não escorada.
As filas e os eixos da edificação são mostrados na Figura 4. Na direção de maior comprimento foram utilizados 5 vãos de 9 m, enquanto que na outra direção foram empregados nas extremidades dois vãos de 8 m e um vão central de 4 m. Considerou-se que entre as filas B e C existam duas regiões destinadas a escadas e elevadores.



Elevação do eixo 3 com grupos de pilares por pavimentos

Figura 4 – Pavimento tipo do edifício modelo e grupos de pilares. (Fonte: Baseado em Sáles [1])

2.2 Características dos materiais

Para as vigas mistas e pilares metálicos foram utilizados aços USI CIVIL 350. Os contraventamentos, quando empregados, foram dimensionados com aço A572 Gr.50. Nas vigas e lajes mistas foi considerado concreto com f_{ck} igual a 20 MPa. O *steel deck* utilizado nos modelos foi o MF-75, de aço galvanizado ASTM A653 Grau 40 (ZAR-280), com 1,25 mm de espessura. A altura total da laje adotada foi de 150 mm. As armaduras longitudinais utilizadas foram do tipo CA-50.

2.3 Levantamento das ações

As ações permanentes consideradas nos pisos foram: peso próprio da laje (2,79 kN/m²); divisórias (1,0 kN/m²); forro e serviços (0,5 kN/m²); revestimento (0,65 kN/m²) e pele de vidro (1,25 kN/m). No último pavimento (cobertura) as ações permanentes adotadas foram: peso próprio da laje (2,79 kN/m²); forro e serviços (0,5 kN/m²); impermeabilização (0,75 kN/m²) e pele de vidro (1,25 kN/m). Os pesos próprios das vigas e pilares foram aplicados diretamente nas barras dos modelos de acordo com seus valores lineares (kN/m).
Também foi considerada no topo dos edifícios a existência de cargas permanentes devidas a dois reservatórios de água. Esse carregamento foi aplicado diretamente nos pilares posicionados nos painéis onde os reservatórios foram locados, entre os eixos 3 e 4, totalizando 245 kN em cada pilar.
As sobrecargas de utilização e de construção assumidas nos modelos foram de 2,0 kN/m² e 1,0 kN/m², respectivamente, conforme ABNT NBR 6120:1980 [17] e o anexo B da ABNT NBR 8800:2008 [4].
O carregamento lateral devido ao vento foi estabelecido conforme a ABNT NBR 6123:1988 [13], e aplicado diretamente nos pilares por meio de carregamentos distribuídos, considerando suas respectivas áreas de influência. Por simplificação, considerou-se a atuação do vento

apenas na direção de menor inércia do edifício (Y) para o dimensionamento dos elementos aos estados limites últimos. Nos estados limites de serviço, a ação do vento foi analisada nas duas direções. Em ambos os casos, os coeficientes adotados foram V_0 = 40 m/s; S_1 = S_3 = 1,0; S_2 – categoria IV, classe C, variando a cada 3,5 m; C_a = 1,10 (face maior) e 0,85 (face menor).
As forças nocionais foram aplicadas nos nós superiores dos pilares, também no sentido de menor inercia do edifício (Y).
Para a análise dos efeitos de vizinhança foi utilizada uma excentricidade igual a 15% do comprimento das faces dos edifícios estudados. Tendo conhecimento do momento de torção atuante em cada pavimento, no topo dos pilares foram aplicadas forças concentradas formando binários entre os eixos 1 e 6, 2 e 5, 3 e 4, para o vento na direção Y; e filas A e D, B e C, para o vento na direção X. As forças de cada binário foram obtidas dividindo a força resultante devida ao vento no nível de cada pavimento pelo número de pórticos resistentes a esse carregamento em cada direção (6 na direção Y e 4 na direção X) e considerando que seus valores fossem diretamente proporcionais às suas distâncias em relação ao centro de gravidade dos pisos. Assim, as forças de arrasto foram sobrepostas com as forças desses binários para que a resultante de cada pavimento não se alterasse.
Uma outra alternativa para considerar esses efeitos seria a aplicação direta do momento de torção, das forças resultantes do vento e das forças nocionais no nó mestre de cada piso. Essa segunda opção, embora não tenha sido utilizada nesse trabalho, é menos trabalhosa e facilita a modelagem das edificações.

2.4 Combinações de ações

As combinações últimas normais foram consideradas para quatro situações diferentes, listadas abaixo com os coeficientes de ponderação e fatores de combinação adotados:
- Sobrecarga como ação variável principal:

$$1,25PP_1 + 1,40PP_2 + 1,50PP_3 + 1,40PP_4 + 1,50SC + (1,40 \times 0,6)V \quad (9)$$

- Vento como ação variável principal:

$$1,25PP_1 + 1,40PP_2 + 1,50PP_3 + 1,40PP_4 + 1,40V + (1,50 \times 0,7)SC \quad (10)$$

- Sobrecarga como ação variável principal, sem atuação do vento:

$$1,25PP_1 + 1,40PP_2 + 1,50PP_3 + 1,40PP_4 + 1,50SC + FN \quad (11)$$

- Vento como ação variável principal, sem atuação de sobrecarga:

$$1,25PP_1 + 1,40PP_2 + 1,50PP_3 + 1,40PP_4 + 1,40V \quad (12)$$

onde *PP1* é o peso próprio dos perfis de aço; *PP2* é o peso próprio da laje; *PP3* é o peso próprio das divisórias, forros e serviços, pele de vidro, revestimento e impermeabilização; *PP4* é o peso próprio da caixa d'água; *SC* é a sobrecarga de utilização; *V* é a ação do vento e *FN* são as forças nocionais.
No que diz respeito aos estados limites de serviço, foram empregadas combinações quase permanentes [Eq. (13)] e raras [Eq. (14)] para verificar as flechas das vigas mistas, e apenas combinações raras [Eq. (15)] para a avaliação dos deslocamentos laterais e dos deslocamentos interpavimentos. Estas combinações estão apresentadas a seguir.
- Análise das flechas das vigas mistas:

$$PP_1 + PP_2 + PP_3 + 0,4SC \quad (13)$$

$$PP_3 + SC \quad (14)$$

- Avaliação dos deslocamentos laterais e interpavimentos:

$$PP_1 + PP_2 + PP_3 + PP_4 + V + 0,6SC \quad (15)$$

Para o cálculo das flechas, os efeitos de longa duração (fluência e retração do concreto) foram considerados na homogeneização das seções multiplicando por 3 a razão modular entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto.

2.5 Recursos utilizados

O programa utilizado nas simulações numéricas foi o SAP2000, que é baseado no método dos elementos finitos. Para a importação de dados para esse programa e o tratamento dos resultados obtidos foram desenvolvidas planilhas eletrônicas utilizando o software Excel e linguagem de programação VBA. Para o dimensionamento dos elementos, foram desenvolvidas planilhas no programa Mathcad, de acordo com as recomendações presentes na ABNT NBR 8800:2008 [4]. As planilhas desenvolvidas, bem como a rotina utilizada na geração de arquivos de importação do SAP2000 contendo as propriedades geométricas de seções genéricas (vigas mistas) e perfis I estão disponíveis em Camargo [18].

2.6 Modelagem dos elementos

As vigas e os pilares dos modelos analisados foram modelados por meio de elementos de barra (*frame elements*). As lajes foram modeladas como diafragmas rígidos, sendo, portanto, desconsiderada a flexão no seu plano. Esse comportamento pôde ser simulado pelo recurso do SAP2000 chamado *constraint*. Nesses casos, o *constraint* empregado em cada pavimento foi o *rigid diaphragm*, no qual os nós são ligados uns aos outros por links rígidos em um determinado plano, de modo que eles se movam juntos, como um diafragma. Esta hipótese simplificadora reduz o número de graus de liberdade a ser solucionado, o que torna mais rápida a análise estrutural dos modelos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Modelo 1

Este modelo consiste em uma solução estrutural formada por pórticos em todas as filas e eixos, com bases engastadas. A excentricidade do vento foi aplicada de modo que o momento de torção resultante atuasse, em planta, no sentido horário. Com o intuito de simplificar o dimensionamento dos pilares, não foi feita distinção entre pilares centrais e de fachada e não houve redução de sobrecarga. Entretanto, admitiu-se que as seções variassem a cada quatro andares.

As vigas foram consideradas contínuas. Nas regiões de momento negativo, apenas as propriedades do perfil de aço foram consideradas para o cálculo da resistência. Nas regiões de momento positivo, as vigas foram consideradas mistas.

Após algumas iterações, foram obtidas vigas mistas e pilares de aço com as características indicadas na Tabela 1 e na Tabela 2.

Tabela 1 – Características das vigas mistas. (Fonte: Camargo [18])

Viga	Seção	Perfil de aço			
		d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)
V1	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V2	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3A	VS 500 x 73	500	250	12,5	6,3
V3B	VS 500 x 73	500	250	12,5	6,3
V4	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V5	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V6	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V7	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0

Tabela 2 – Características dos pilares de aço. (Fonte: Camargo [18])

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço			
			d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)
P1	1° – 4°	PS 900 x 648	900	700	44,5	25
P2	5° – 8°	PS 800 x 407	800	600	31,5	19
P3	9° – 12°	PS 720 x 300	720	550	25	16
P4	13° – 16°	PS 600 x 246	600	450	25	16
P5	17° – 20°	PS 550 x 169	400	350	19	16

O coeficiente B_2 encontrado durante a classificação da estrutura foi igual a 1,11, obtido na combinação sem o vento e apenas com forças horizontais fictícias. Quando utilizada a relação entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem (u_2/u_1), o maior valor encontrado foi 1,07, para a combinação em que a sobrecarga é a ação variável principal, considerando os efeitos de vizinhança. Todos os valores do B_2 foram obtidos pelos deslocamentos dos nós superiores dos pilares, com fator R_s igual a 0,85.

Devido ao fato de o edifício ser classificado como de média deslocabilidade pelo coeficiente B_2, deu-se prosseguimento ao seu dimensionamento com o módulo de elasticidade reduzido para simular as imperfeições iniciais de material. Nesse caso, os coeficientes B_1 ficaram limitados ao seu valor mínimo (1,00) para as duas hipóteses de incidência do vento e o máximo valor de B_2 passou para cerca de 1,13, no pórtico do eixo 3.

Na Figura 5 estão apresentados os valores de B_2 obtidos para o eixo 3, para cada uma das combinações últimas normais definidas no item 2.4, sem redução da sobrecarga e considerando o vento atuando na direção Y com efeitos de vizinhança, quando aplicável.

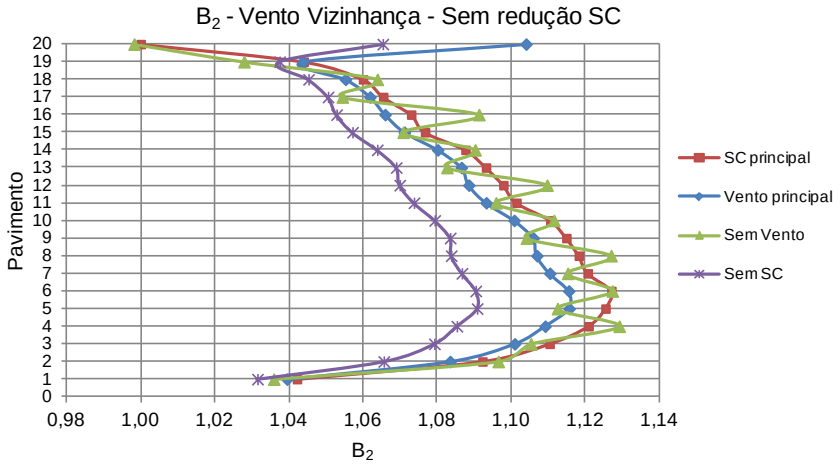


Figura 5 – Variação do coeficiente B_2, por pavimento, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3. (Fonte: Camargo [18])

Quando é feita a comparação dos esforços obtidos pelo método P-Delta e pelo MAES para os pilares (Tabela 3 e Tabela 4), observa-se que os esforços de compressão dos pilares P2 e P3 apresentaram valores contra a segurança, com desvio de 5,5% e 11,4%, respectivamente. Os momentos fletores atuantes em Y tiveram um desvio-padrão relativamente alto (4,5%), visto que o maior e o menor desvio foram, respectivamente, 7,3% e 3,0%. Além disso, as variações das forças cortantes máximas nas duas direções foram desprezíveis.

Tabela 3 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES e método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança. (Fonte: Camargo [18])

Pilar	Compressão (kN)			Flexão em X (kNcm)			Flexão em Y (kNcm)		
	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação
P1	9.358	9.304	0,6%	104.186	102.282	1,9%	-6.516	-6.221	4,7%
P2	6.792	7.190	-5,5%	-53.144	-54.818	-3,1%	-6.207	-6.469	-4,1%
P3	4.803	5.421	-11,4%	-44.897	-45.921	-2,2%	-6.166	-6.356	-3,0%
P4	3.689	3.692	-0,1%	-32.385	-32.951	-1,7%	-5.531	-5.759	-4,0%
P5	2.020	2.017	0,2%	-19.775	-19.981	-1,0%	-3.804	-4.106	-7,3%
Média			**-3,3%**	-	-	**-1,2%**	-	-	**-2,7%**
Desvio padrão			**5,2%**	-	-	**1,9%**	-	-	**4,5%**

Tabela 4 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES e método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança. (Fonte: Camargo [18])

Pilar	Cortante em X (kN)			Cortante em Y (kN)		
	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação
P1	98	97	1,3%	383	379	1,2%
P2	99	97	1,9%	335	331	1,1%
P3	104	102	1,7%	267	265	0,6%
P4	106	105	1,1%	185	191	-3,3%
P5	82	84	-2,9%	115	116	-0,5%
Média			**0,6%**	-	-	**-0,2%**
Desvio padrão			**2,0%**	-	-	**1,9%**

Após o dimensionamento das vigas e pilares para os estados limites últimos, deu-se prosseguimento à análise do edifício e os estados limites de serviço referentes aos deslocamentos horizontais e interpavimentos foram avaliados. Os limites sugeridos pela ABNT NBR 8800:2008 [4] são H/400 e h/500, respectivamente, onde H é a altura do topo do pilar em relação à base do edifício e h é a altura do pavimento. No caso do edifício em análise, esses limites ficaram iguais a 17,5 cm e 7 mm.

Durante a análise do modelo, observou-se que tais deslocamentos eram devidos basicamente à ação do vento. O maior valor obtido para os deslocamentos laterais foi de 10 cm e ocorreu no pórtico 1 para a situação em que o vento atua na direção Y e com os efeitos de vizinhança.

No que se refere aos deslocamentos interpavimentos, estes foram determinados através da metodologia apresentada em Griffis [19], na qual apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes é contabilizado. O maior valor encontrado foi 6,8 mm, também quando o vento é aplicado na direção Y e com os efeitos de vizinhança inseridos. Esse valor é inferior ao limite apresentado anteriormente.

Assim, é possível concluir que a estrutura utilizada no modelo 1 atende a todos os requisitos referentes ao seu dimensionamento. Seu consumo de aço ficou em cerca de 1.204,92 ton. Desse total, 610,2 ton (50,6%) são referentes às vigas e 594,72 ton (49,4%) são devidas aos pilares. Considerando uma área total de 18.000 m², a taxa global ficou igual a 66,94 kg/m².

3.2 Modelo 2

O modelo 2 consiste em um sistema estrutural composto por pórticos contraventados em X nos eixos 1 e 6, entre as filas B e C, e em K nas filas A e D, entre os eixos 1 e 2, 5 e 6, com bases engastadas (Figura 6). Os pórticos dos eixos 2, 3, 4 e 5 foram mantidos. As vigas V5 e V2 das regiões contraventadas, e as barras das diagonais de contraventamento foram consideradas como rotuladas nas extremidades. As hipóteses adotadas para a incidência do vento e para o dimensionamento de vigas e pilares foram as mesmas apresentadas para o modelo 1, sendo que no caso dos pilares foi adotada a redução da sobrecarga de utilização ao longo da altura da estrutura. Diferentemente dos outros edifícios apresentados anteriormente, nesse modelo foram adotados pilares com alturas iguais, variando-se apenas as larguras das mesas e as espessuras das chapas, visto que, no geral, essa prática tem maior aceitação do ponto de vista estético, principalmente quando a estrutura é aparente, além de facilitar a execução das emendas dos perfis.

Após algumas iterações foram obtidas vigas mistas e pilares de aço com as características mostradas na Tabela 5 e na Tabela 6. Percebe-se que essa nova solução estrutural possibilitou a utilização de pilares com pesos e alturas menores, mas houve um acréscimo de peso devido às diagonais de contraventamentos, cujo perfil utilizado foi o HP 250 x 62.

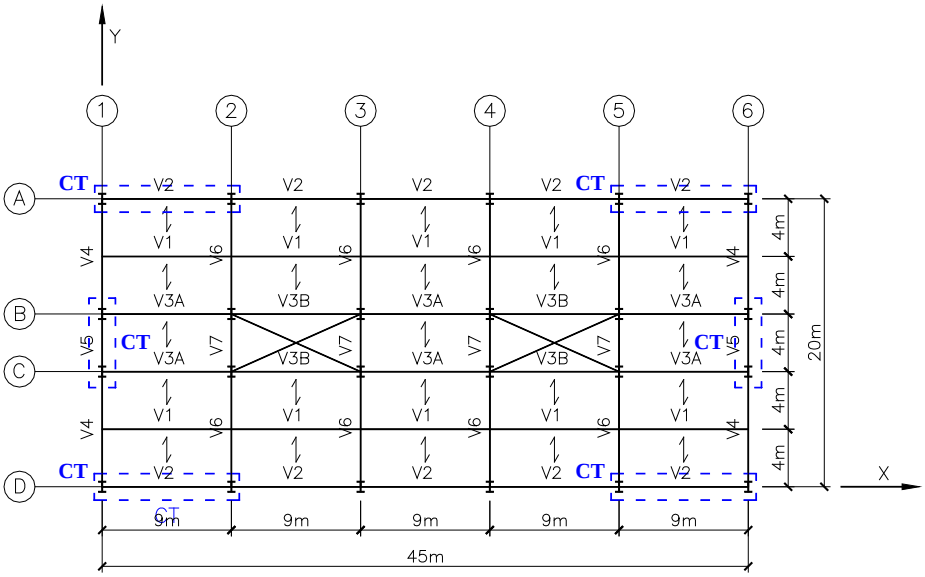


Figura 6 – Pavimento tipo do modelo 2. (Fonte: Baseado em Sáles [1])

Tabela 5 – Características das vigas mistas. (Fonte: Camargo [18])

Viga	Seção	Perfil de aço			
		d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)
V1	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V2	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3A	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3B	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V4	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V5	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V6	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0
V7	VS 750 x 108	750	320	12,5	8,0

Tabela 6 – Características dos pilares de aço. (Fonte: Camargo [18])

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço			
			d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)
P1	1° – 4°	CVS 600 x 278	600	400	31,5	19
P2	5° – 8°	CVS 600 x 278	600	400	31,5	19
P3	9° – 12°	CVS 600 x 190	600	400	19	16
P4	13° – 16°	PS 600 x 144	600	350	16	12,5
P5	17° – 20°	PS 600 x 112	600	300	12,5	9,5

Após o processo de classificação da estrutura, observou-se que a utilização dos contraventamentos proporcionou uma pequena redução da deslocabilidade. Considerando os deslocamentos dos nós superiores dos pilares, fator R_s igual a 1,00 para os pórticos com contraventamentos e igual a 0,85 para os sem contraventamentos, os maiores valores do coeficiente B_2 ficaram iguais a 1,10 (com redução da sobrecarga) e 1,12 (sem redução da sobrecarga). Novamente, esses valores foram encontrados na combinação sem a ação do vento e naquela em que a sobrecarga é a ação variável principal. Assim, a estrutura manteve-se com uma deslocabilidade média.

Foi realizada novamente a classificação da estrutura dividindo-se os deslocamentos de segunda ordem (u_2), obtidos através do método P-Delta, pelos deslocamentos de primeira ordem (u_1). Os valores obtidos continuaram bastante próximos para as combinações analisadas, dando a entender que o deslocamento de segunda ordem obtido seja uma amplificação simplificada dos deslocamentos de primeira ordem. O maior valor encontrado para u_2/u_1 foi 1,07, quando a redução da sobrecarga de utilização é adotada. Nesse caso, a estrutura se enquadraria na categoria de pequena deslocabilidade

Para o dimensionamento do edifício, os coeficientes B_2 foram recalculados com o módulo de elasticidade reduzido. Novamente, o máximo valor foi obtido para o eixo 3, fornecido pela combinação em que a atuação do vento é desprezada. Quando é assumida a redução da sobrecarga ao longo da altura da estrutura, esse valor ficou igual a 1,12. Porém, quando essa premissa não é adotada, esse fator passou para 1,14 (Figura 7). Em todos os casos, os coeficientes B_1 ficaram limitados ao seu valor mínimo, ou seja, iguais a 1,00.

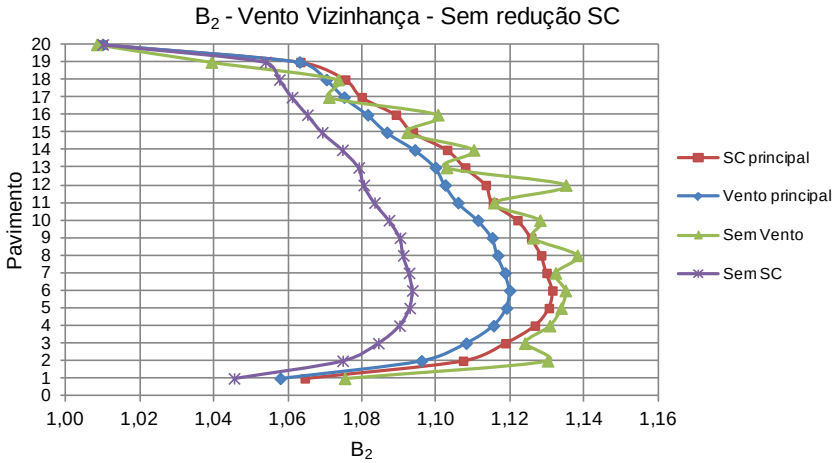


Figura 7 – Variação do coeficiente B_2, por pavimento, considerando o vento com efeitos de vizinhança em Y, quando aplicável, e sem redução da sobrecarga – Eixo 3.
(Fonte: Camargo [18])

Quando os esforços solicitantes dos pilares fornecidos pelo método P-Delta são comparados àqueles fornecidos pelo MAES (Tabela 7 e Tabela 8), as variações são desprezíveis para os três tipos de solicitações. No entanto, a força normal do pilar mais solicitado do segundo trecho, obtida pelo método P-Delta, ficou cerca de 5,3% menor, elevando o desvio-padrão dos esforços de compressão. Para os contraventamentos (Tabela 9), o esforço solicitante máximo obtido pelo método P-Delta ficou maior para o caso de compressão e menor para a tração.

No que diz respeito aos deslocamentos interpavimentos, os maiores valores obtidos nas direções Y e X foram 7,0 e 6,2 mm, respectivamente, e estes atenderam ao limite de 7 mm (h/500). Para os deslocamentos laterais, o máximo valor encontrado quando o vento é aplicado de forma excêntrica ficou igual a 10,5 cm na direção Y e 3,0 cm na direção X. Em ambos os casos, o limite de H/400 (17,5 cm) foi respeitado.

Tabela 7 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES e método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança. (Fonte: Camargo [18])

Pilar	Compressão (kN)			Flexão em X (kNcm)			Flexão em Y (kNcm)		
	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação
P1	8.224	8.221	0,0%	38.699	40.325	-4,0%	-1.242	-1.238	0,4%
P2	5.696	6.016	-5,3%	43.341	44.204	-2,0%	-4.446	-4.479	-0,7%
P3	4.453	4.582	-2,8%	-36.879	-37.645	-2,0%	-4.438	-4.498	-1,3%
P4	3.155	3.170	-0,5%	-26.865	-27.338	-1,7%	-3.195	-3.313	-3,6%
P5	1.780	1.784	-0,2%	-18.759	-18.880	-0,6%	-3.193	-3.228	-1,1%
Média			**-1,8%**	-	-	**-2,1%**	-	-	**-1,3%**
Desvio padrão			**2,3%**	-	-	**1,2%**	-	-	**1,4%**

Tabela 8 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES e método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança. (Fonte: Camargo [18])

Pilar	Cortante em X (kN)			Cortante em Y (kN)		
	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação
P1	60	60	0,0%	236	238	-0,7%
P2	69	69	0,5%	234	235	-0,5%
P3	75	75	0,4%	193	197	-2,2%
P4	55	55	0,3%	164	169	-3,0%
P5	53	53	-0,2%	170	171	-0,6%
Média			**0,2%**	-	-	**-1,4%**
Desvio padrão			**0,3%**	-	-	**1,1%**

Tabela 9 – Solicitações de cálculo máximas dos contraventamentos, obtidas pelo método P-Delta e pelo MAES. (Fonte: Camargo [18])

Perfil	Compressão (kN)			Tração (kN)		
	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação
P1	1.153	1.082	6,6%	277	420	-34,0%

Assim, conclui-se que a estrutura utilizada no modelo 2 também atende a todos os requisitos referentes ao seu dimensionamento. Seu consumo total de aço ficou igual a aproximadamente 995 ton, sendo 588,6 ton (59%) referentes às vigas, 336,7 ton (34%) devidas aos pilares e 69,5 ton (7%) correspondentes ao peso dos contraventamentos. Considerando a área total do edifício, a taxa global ficou igual a 55,27 kg/m².

3.3 Modelo 3

O modelo 3 consiste em um sistema estrutural semelhante àquele utilizado no modelo 2, diferenciando-se apenas pela inclusão de contraventamentos nos eixos 2 e 5. Assim, ele é composto por pórticos contraventados em X nos eixos 1, 2, 5 e 6, entre filas B e C; em K nas filas A e D, entre eixos 1 e 2, 5 e 6. Nos eixos 3 e 4, e nas filas B e C, foram mantidos os pórticos sem contraventamentos. As vigas V2, V5 e V7 das regiões contraventadas e os contraventamentos foram rotulados nas extremidades. Os pilares foram dimensionados com redução da sobrecarga de utilização.

As características das seções de vigas e pilares utilizadas no modelo 3 estão mostradas nas tabelas a seguir. Para as diagonais de contraventamento, foram utilizados os perfis W 250 x 52 e HP 250 x 62.

Tabela 10 – Características das vigas mistas. (Fonte: Camargo [18])

Viga	Seção	Perfil de aço			
		d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)
V1	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V2	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3A	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V3B	VS 500 x 61	500	250	9,5	6,3
V4	VS 700 x 105	700	320	12,5	8,0
V5	VS 700 x 105	700	320	12,5	8,0
V6	VS 700 x 105	700	320	12,5	8,0
V7	VS 700 x 105	700	320	12,5	8,0

Tabela 11 – Características dos pilares de aço. (Fonte: Camargo [18])

Pilar	Andares	Seção	Perfil de aço			
			d (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)
P1	1° – 4°	CVS 600 x 278	600	400	31,5	19
P2	5° – 8°	CVS 600 x 226	600	400	25	16
P3	9° – 12°	CVS 600 x 190	600	400	19	16
P4	13° – 16°	CVS 600 x 156	600	400	16	12,5
P5	17° – 20°	PS 400 x 116	600	350	12,5	9,5

A classificação da estrutura utilizou os mesmos critérios apresentados no modelo 2. Nesse caso, foram obtidos valores de B_2 iguais a 1,09 para o caso com redução da sobrecarga e 1,11 quando essa redução é desconsiderada. Realizando a classificação da estrutura por meio da relação entre os deslocamentos de segunda (u_2) e de primeira ordem (u_1), o maior valor encontrado foi 1,07. Em ambos os casos, como esperado, os maiores resultados foram obtidos nas combinações com o maior valor das ações gravitacionais.

Como a estrutura apresentou uma deslocabilidade média devido ao maior valor encontrado para o B_2, os módulos de elasticidade dos materiais foram reduzidos e os coeficientes B_2 foram recalculados para o dimensionamento dos elementos que formam o modelo 3. Os maiores valores foram encontrados no pórtico do eixo 3, para a combinação em que a atuação do vento é desprezada. Quando a redução da sobrecarga é tomada como uma hipótese de cálculo, esse valor ficou igual a 1,11. No entanto, quando essa premissa não é adotada, esse fator aumentou para 1,14.

Comparando os esforços solicitantes dos pilares fornecidos pelo método P-Delta com aqueles fornecidos pelo MAES (Tabela 12 e Tabela 13), percebeu-se que, no geral, as variações foram pequenas. Para os esforços de compressão e de flexão em X (eixo de maior inércia), o método P-Delta forneceu valores menores do que o MAES. Porém, para os esforços de flexão em Y e para as forças cortantes em X e Y, os resultados ficaram um pouco maiores.

Nos contraventamentos (Tabela 14), os esforços solicitantes máximos de compressão obtidos pelo método P-Delta ficaram 10% maiores para as diagonais dos eixos 1 e 6, e 3,2% menores para as diagonais dos eixos 2 e 5. No caso dos esforços de tração, os valores máximos apresentaram variações significativas contra a segurança. No entanto, esse tipo de esforço não

foi determinante para o dimensionamento das barras, visto que as forças de compressão ficaram entre 3 e 6 vezes maiores do que as de tração.

Tabela 12 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES e método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança. (Fonte: Camargo [18])

Pilar	Compressão (kN)			Flexão em X (kNcm)			Flexão em Y (kNcm)		
	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação
P1	8.042	8.098	-0,7%	32.431	34.654	-6,4%	-1.243	-1.175	5,8%
P2	5.696	5.992	-4,9%	35.256	37.338	-5,6%	-4.984	-4.963	0,4%
P3	4.424	4.562	-3,0%	-32.397	-34.450	-6,0%	-5.024	-4.944	1,6%
P4	3.117	3.157	-1,3%	-25.837	-27.129	-4,8%	-5.004	-4.839	3,4%
P5	1.762	1.772	-0,5%	-18.470	-18.949	-2,5%	-3.688	-3.528	4,5%
Média			**-2,1%**	-	-	**-5,0%**	-	-	**3,2%**
Desvio padrão			**1,9%**	-	-	**1,5%**	-	-	**2,2%**

Tabela 13 – Comparação entre os esforços solicitantes obtidos pelo MAES e método P-Delta, considerando o vento com efeitos de vizinhança. (Fonte: Camargo [18])

Pilar	Cortante em X (kN)			Cortante em Y (kN)		
	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação
P1	57	56	1,8%	212	210	1,0%
P2	61	60	1,7%	211	210	0,5%
P3	60	59	1,7%	198	200	-1,0%
P4	63	62	1,6%	175	175	0,0%
P5	50	49	2,0%	169	169	0,0%
Média			**1,8%**	-	-	**0,1%**
Desvio padrão			**0,2%**	-	-	**0,7%**

Tabela 14 – Solicitações de cálculo máximas dos contraventamento, obtidas pelo método P-Delta e pelo MAES. (Fonte: Camargo [18])

Perfil	Compressão (kN)			Tração (kN)		
	P-Delta	B_1-B_2	Variação	P-Delta	B_1-B_2	Variação
W 200 x 52	933	848	10,0%	84	262	-67,9%
HP 250 x 62	1.061	1.096	-3,2%	148	188	-21,3%

No que se refere aos deslocamentos laterais, o máximo valor encontrado foi 10,4 cm, quando o vento é aplicado com excentricidade na direção Y. Para o caso em que o mesmo atua na direção X, o maior valor encontrado foi de apenas 3,1 cm. Em relação aos deslocamentos interpavimentos, os maiores valores obtidos nas direções Y e X foram 6,9 e 6,6 mm, respectivamente. Em todos os casos, os limites H/400 (17,5 cm) e h/500 (7 mm) foram atendidos com folga.

Assim, o consumo total de aço da estrutura do modelo 3 ficou igual a aproximadamente 1.009,6 ton, sendo que 581,4 ton (58%) foram referentes às vigas, 323,2 ton (32%) foram devidas aos pilares e 105,0 ton (10%) foi o peso dos contraventamentos. A taxa global ficou igual a 56,09 kg/m².

4 CONCLUSÃO

Dentre os sistemas estruturais estudados, o que apresentou a menor taxa de consumo de aço foi aquele utilizado no modelo 2, que totalizou, sem o peso das ligações, 55,27 kg/m², seguido pelo modelo 3 (56,09 kg/m²) e pelo modelo 1 (66,94 kg/m²). Embora tenha apresentado um consumo cerca de 2% superior ao do modelo 2, o modelo 3 poderia ser considerado o mais adequado entre os três sistemas estruturais estudados, pois, devido ao maior número de contraventamentos, as ligações tornar-se-iam mais simples nessas regiões, diminuindo o custo total da obra.

Do ponto de vista de projeto, constatou-se que a possibilidade de se reduzir a sobrecarga para o dimensionamento de pilares proporciona uma economia de material, mas tem como consequência o aumento do trabalho, pois exige a utilização de diferentes combinações de cálculo para o dimensionamento de vigas e pilares. Percebeu-se também que o critério apresentado na ABNT NBR 6120:1980 [17] abre espaço para diferentes interpretações, principalmente na forma de se avaliar o número de andares acima de um determinado pavimento e definir os coeficientes a serem aplicados em cada um deles. Sendo assim, seria interessante uma revisão desses coeficientes para que os mesmos fossem definidos conforme a utilização do piso.

Em relação à avaliação dos efeitos de segunda ordem pelo método da amplificação dos esforços solicitantes (MAES), constatou-se que, para efeitos de classificação, a combinação de cálculo crítica é aquela que possui o maior carregamento gravitacional. Entretanto, para o dimensionamento dos elementos, é necessário estudar outras hipóteses de cálculo, principalmente aquelas em que o vento é a ação variável principal, visto que essas situações são determinantes no cálculo de pilares e de vigas que fazem parte de pórticos.

Os resultados obtidos pelo método P-Delta mostraram-se bastante semelhantes àqueles calculados pelo MAES. Na maior parte dos casos, eles ficaram um pouco menores, com desvios desprezíveis. Por outro lado, as relações entre os deslocamentos de segunda (u_2) e primeira ordem (u_1) tiveram um comportamento diferente dos coeficientes B_2, com valores menores do que esses coeficientes.

Por fim, observou-se que o MAES é um método mais trabalhoso devido à necessidade de se modelar diferentes tipos de estruturas (contida e não contida lateralmente) para a determinação dos esforços finais. Nesse aspecto, o emprego do método P-Delta presente no pacote comercial utilizado foi mais atrativo, pois não apresenta essa duplicidade de análises.

REFERÊNCIAS

1 SÁLES, J.J. **Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço**. 1995. 257 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

2 FIGUEIREDO, L.M.B. **Ligações mistas viga-pilar: análise teórica e experimental.** 2004. 206 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

3 MATA, L.A.C. **Método de análise de sistemas deslocáveis com ligações mistas aço-concreto, fundamentado teórica e experimentalmente.** 2005. 277 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

4 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
5 CORRÊA, M.R.S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. 1991. 331 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.
6 BELLEI, I.H.; PINHO, F.O.; PINHO, M.O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2. ed. rev. ampl. São Paulo: Pini, 2008.
7 INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI, I.H.; BELLEI, H.N. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. Série Manual de Construção em Aço. Rio de Janeiro: Aço Brasil/CBCA, 2011.
8 FRANCA, M.P.A. **Estudo da eficiência dos contraventamentos treliçados em edifícios com estrutura de aço.** 2003. 332 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.
9 COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. **Structural systems for tall buildings.** New York: McGraw-Hill, 1995.
10 SMITH, B.S.; COULL, A. **Tall building structures: analysis and design.** New York: Wiley, 1991.
11 FONTES, A.C.D. **Importância dos efeitos de vizinhança na resposta dinâmica de um edifício à ação do vento.** 2003. 155 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
12 CARPEGGIANI, E.A. **Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devidos à ação do vento.** 2004. 160f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.
13 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
14 ZIEMIAN, R.D. **Guide to stability design criteria for metal structures**. 6th ed. New Jersey: John Wiley and Sons, 2010.
15 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites). Rio de Janeiro, 1986.
16 GAIOTTI, R.; SMITH, B.S. P-Delta analysis of buildings structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 115, n. 4, p. 755-770, 1989.
17 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
18 CAMARGO, R.E.M. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço**. 2012. 312 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
19 GRIFFIS, L.G. Serviceability limit states under wind load. **Engineering Journal**, AISC, v. 30, p. 1-16, 1993.

- Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

Estudos sobre a instabilidade por flexotorção de pilares de aço

Igor Charlles Siqueira Leite[1]
Valdir Pignatta e Silva[2]

Resumo

O presente trabalho apresentou a conceituação histórica da instabilidade de pilares de aço, mostrando os fatores que influenciam no esforço resistente à compressão desses elementos. Apresentou ainda formulação e conceitos para a instabilidade por flexão, torção e flexotorção. Apresentaram-se conceitos da ABNT NBR 8800:2008 para o dimensionamento de elementos comprimidos sujeitos à flexotorção, mostrando que essa norma, baseada na curva 2P da SSRC, leva em consideração em sua curva única de dimensionamento esse tipo de instabilidade, desde que se levem em consideração alguns fatores previstos nesse código. Para exemplificar o que foi visto no estado da arte, foi realizada análise numérica por autovalores pelo ANSYS com perfis cantoneira de abas iguais, perfis cantoneira de abas desiguais, perfis T e perfis duplos de cantoneira de abas iguais. Para validar o modelo numericamente em relação às condições de contorno e valores teóricos, foram analisados com os mesmos parâmetros um perfil do tipo W e outro do tipo U. A análise mostrou que os resultados encontrados pela análise computacional por autovalores estão muito próximos aos encontrados por meio da teoria de instabilidade e foi realizada ainda uma comparação aos resultados normativos do código brasileiro.

Palavras-chave: instabilidade, pilares, análise numérica

Studies on the flexural-torsional buckling of steel columns

Abstract

The present work shows the historical conceptualization of steel columns buckling, demonstrating factors that influence the compressive resistance of these elements. It also demonstrated formulation and concepts for flexural and flexural-torsional buckling. It was presented the concepts of Brazilian code ABNT NBR 8800:2008 and the ANSI-AISC-360-10 for the design of elements by flexural-torsional buckling, showing that both standards, based on the curve 2 of the SSRC considering in it´s unique buckling curve this type of buckling, since that some factors are considered. To exemplify what was seen in state of art, a numerical analysis of buckling by eigenvalues was performed by ANSYS, with single angle profile, single angle unequal profile, *Tee* profiles and double angles profiles. To validate the numerical model in relation to the boundary conditions and theorical values, a W type profile and U type profile were analyzed with the same parameters. The analysis showed that the results found for the computational *eigenvalue* analysis are very close to those found theoretically and a comparison was made with the theorical results.

Keywords: buckling, column, numerical analysis

[1] Mestre em Engenharia Civil, Professor Assistente, Centro Universitário Augusto Motta (UNISUAM), Rio de Janeiro, Brasil
[2] Professor Doutor Sênior da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

1 INTRODUÇÃO

A Norma Brasileira para o Projeto e Execução de Estruturas de Aço, ABNT NBR 8800 atualizada em 2008 [1] trouxe uma novidade em relação a sua antecessora, de 1986: a adoção de curva única de dimensionamento de perfis submetidos à compressão. O código brasileiro adotou a curva 2P dentre as curvas recomendadas pelo SSRC [2], abandonando então o conceito de curvas múltiplas de dimensionamento, em que cada uma correspondia a uma família de perfil que se pretendia realizar o dimensionamento. A curva única de dimensionamento é descrita como uma relação entre o parâmetro adimensional χ, que é a relação entre a tensão reduzida para instabilidade, e a resistência ao escoamento do material. O parâmetro adimensional χ depende diretamente do índice de esbeltez reduzido, descrito nos códigos como λ_0. O índice de esbeltez reduzido tem a função de fazer as devidas correções na curva única de dimensionamento, adaptando a força crítica de flambagem (bifurcação de equilíbrio) para cada tipo de perfil de acordo com o seu modo de falha: por flexão, por torção e por flexotorção.

Esse tipo de dimensionamento é mais simples para projetos, uma vez que uma única curva facilita, inclusive, a automação dos cálculos dos esforços resistentes. Contudo, como a curva historicamente escolhida para o dimensionamento eram para perfis com dupla simetria, ou seja, submetidos prioritariamente à instabilidade por flexão, a adaptação para outros tipos de perfis sujeitos a instabilidade por flexotorção (monossimétricos e assimétricos), podem gerar resultados não tão claros a quem não está acostumado a estudar este tipo de instabilidade. Com isso, o objetivo deste trabalho é fazer uma revisão bibliográfica sobre o tema e apresentar os resultados da curva única de dimensionamento do código brasileiro e resultados teóricos por métodos computacionais perfis sujeitos a instabilidade por flexotorção (perfis monossimétricos e assimétricos).

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Força normal de compressão resistente de pilares

2.1.1 Conceituação histórica

Os primeiros trabalhos referentes à compressão, para problemas relativos à instabilidade de barras foram estudados em 1744 por Euler. Ao se considerar um pilar perfeitamente reto (sem imperfeições iniciais), considerando ambas as extremidades rotuladas e o material perfeitamente elástico, Euler utilizou o cálculo diferencial e integral para encontrar a equação da deformada do pilar (Figura 1), bem como a força que é associada a essa deformação.

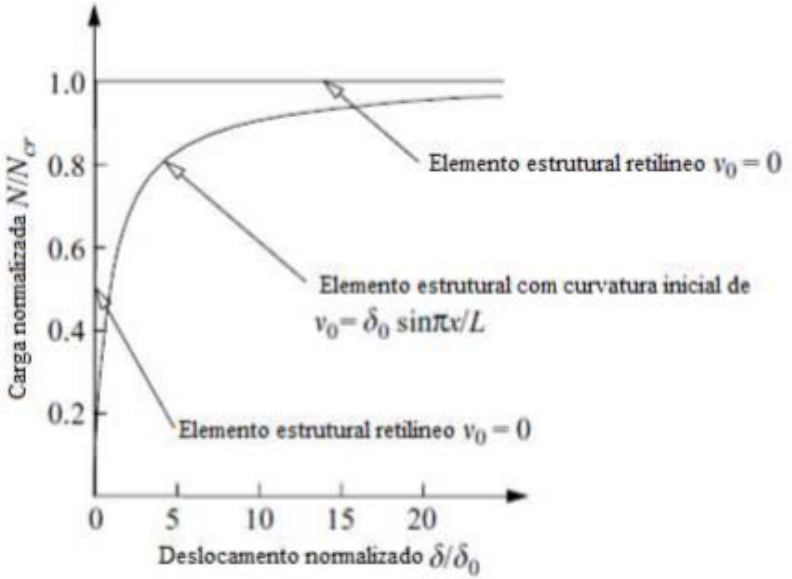


Figura 1 – Teoria clássica de Euler para instabilidade de pilares [3]

De acordo com Bjorhovde [4], Engesser deu continuidade aos estudos de Euler e observou certos trechos da seção transversal dos pilares viriam a se tornar elastoplástico, antes da ocorrência da perda de estabilidade da seção. Engesser então propôs uma alteração na equação clássica de instabilidade, que seria a troca do módulo elástico E pelo módulo tangente E_t. Na Figura 2 é mostrado a Teoria do Módulo Tangente.

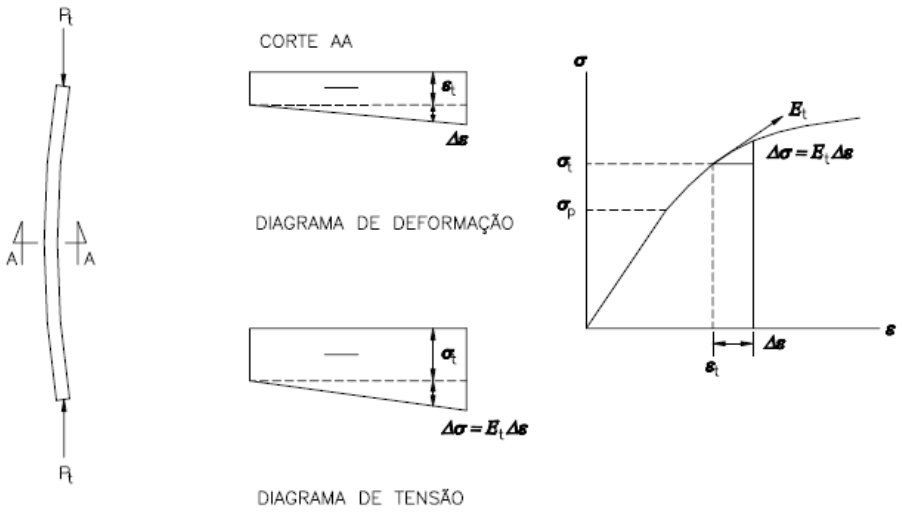


Figura 2 – Teoria do Módulo Tangente [5]

Contudo, em 1895, Jasinsky verificou que, seguindo a teoria de estabilidade elástica demonstrada por Euler, a bifurcação do equilíbrio do pilar, teoricamente, aconteceria sem mudar o valor da força, de modo que a força axial manter-se-ia constante no momento de ocorrência do fenômeno da instabilidade. (Figura 3)

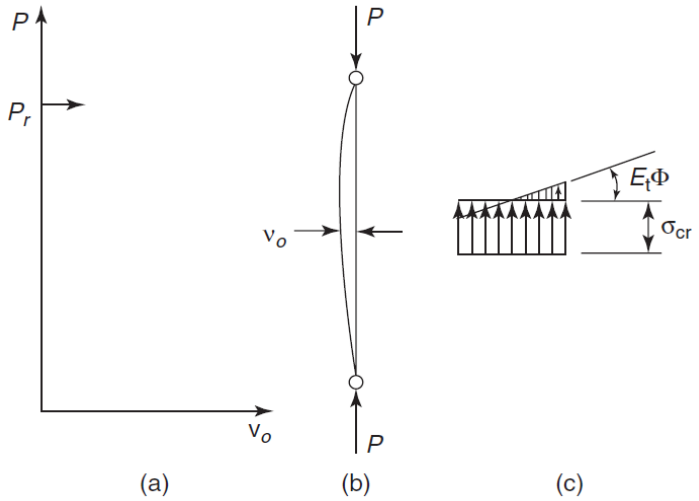


Figura 3 – Conceito de Engesser para instabilidade elastoplástica [6]

Na hipótese apresentada por Engesser, o momento fletor $P.v_0$ que ocorre após o aparecimento da instabilidade, iria causar um aumento das tensões devida à compressão de um lado da seção transversal e reduziria do outro lado, fenômeno chamado de deformação reversa. Com a bifurcação ocorrendo na faixa elástica, o módulo elástico governa o carregamento e o descarregamento das fibras. Na faixa elastoplástica, de acordo com a teoria de Engesser, o módulo tangente governa o descarregamento, contudo, na prática, o módulo elástico governa o descarregamento para o aço. Isso faz com que os pilares reais tenham maior esforço resistente do que o inicialmente previsto pela teoria de Engesser do módulo tangente.

Em 1898, Engesser corrigiu sua teoria incluindo o efeito do descarregamento no módulo elástico. Essa teoria é conhecida como Teoria do Módulo Reduzido. A Teoria do Módulo Reduzido ou Teoria do Módulo Duplo, de acordo com Galambos e Surovek [6], é baseada assumindo as seguintes suposições:

- A curva tensão-deformação do material é conhecida;
- Os deslocamentos são pequenos;
- As seções permanecem planas após a flexão;
- Não há mudança de carregamento associada à bifurcação.

Algum tempo depois, começaram a surgir perguntas adicionais por essa teoria. Os resultados de análises experimentais realizados com corpos de prova de seções transversais com formas distintas mostravam que as forças críticas se encontravam entre as forças obtidas pelas duas teorias (Módulo Tangente e Módulo Reduzido). Essas perguntas foram respondidas por Shanley em 1946 [7]. Shanley demonstrou que um pilar que está inicialmente reto, submetido a uma força de compressão, chegando então ao equilíbrio numa configuração deformada, os esforços do lado côncavo da seção que estão associados ao módulo de elasticidade tangente aumentam. Contudo, ao aumento de força, não ocorre uma diminuição de maneira imediata dos esforços ao lado convexo da seção, uma vez que são compensados pela força de compressão direta.

Com isso, no instante em que ocorre a instabilidade, há uma diminuição do valor do módulo duplo e, por isso, a força crítica do pilar ocorre entre os valores propostos pela teoria do módulo tangente (P_t) e do módulo reduzido (P_r) (Figura 4). As principais contribuições do estudo de Shanley são: (a) a teoria do módulo tangente gera a força máxima para a barra se manter em condição reta; (b) quando a força aplicada ao pilar for maior que a força do módulo tangente, aparecem deslocamentos laterais nas barras.

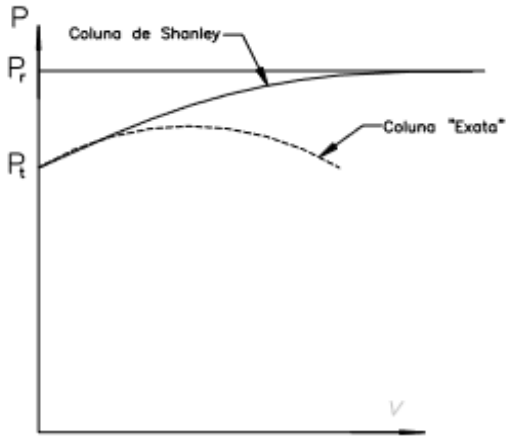


Figura 4 – Comportamento de pilares de acordo com os estudos de Shanley [5]

2.1.2 Fatores de influência na força normal resistente de pilares

A forma retilínea idealizada e assumida nas teorias mostradas anteriormente não podem ser alcançadas na prática, assim como o carregamento não é aplicado exatamente no centroide da seção transversal. Além disso, as tensões residuais geradas durante o processo de laminação também fornecem uma complexidade a mais ao problema da determinação da força normal resistente de pilares. Então, os três componentes que influenciam diretamente para uma redução da força resistente de pilares, comparadas às previsões da curva de dimensionamento dos pilares reais são:

- Imperfeições iniciais na peça (geométrica e do material);
- Carregamentos não centrados;
- Tensões residuais decorrente do processo de fabricação.

2.1.2.1 Efeitos da imperfeição inicial

A Figura 5 mostra um pilar biapoiado com uma imperfeição inicial sendo aplicada uma força axial P. Assim que a força é aplicada, o pilar é submetido a uma flexão, devida a imperfeição e com isso, tem-se uma deformação de flexão.

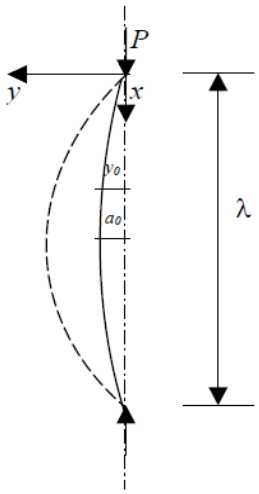


Figura 5 – Pilar biapoiado com imperfeição inicial [8]

Uma vez o material permanecendo elástico, é possível mostrar que a força aplicada P aumenta a curvatura inicial em todos os pontos ao longo do comprimento do pilar, por um fator multiplicador, dado pela Equação 1 [8]:

$$\delta = \frac{1}{1 - ({}^{P}/_{P_{cr}})} \tag{1}$$

O valor amplificador δ tende ao infinito, se a força P aplicada aumentar até P_{cr}, como mostra a Figura 6.

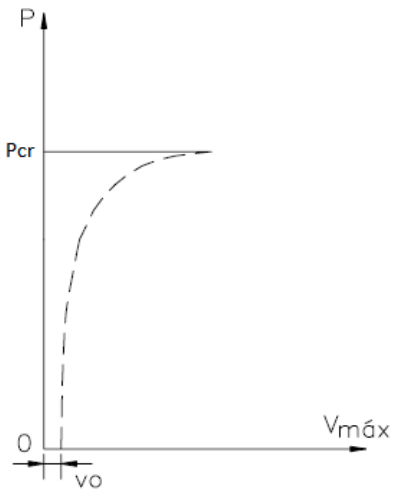


Figura 6 – Comportamento de um pilar com imperfeição inicial [5] Adaptado

A real configuração da curvatura inicial de um pilar é muitas vezes representada por curvaturas em ambos os eixos de inércia da seção transversal. Para simplificar a análise desse tipo de peça, em geral utiliza-se formas senoidais [5] para as curvaturas iniciais e as mesmas se mantém senoidais ao passo em que acontece o acréscimo de força.

Bjorhovde [5] estudou comparações considerando a hipótese simplificada explicada anteriormente com hipóteses realistas, cuja forma da estrutura deformada é determinada de forma iterativa em cada incremento de força na região elastoplástica. Com isso, verificou-se que a força normal resistente do pilar tem pouca diferença quando é utilizada a hipótese simplificadora.

Por fim, de acordo com a ABNT NBR 5884:2005, a tolerância de fabricação para a deformação longitudinal é L/1000. Segundo Pimenta [5], a maiorias dos perfis tendem a uma curvatura em torno de L/1500. Essa é a curvatura utilizada para o desenvolvimento da curva de dimensionamento da ABNT NBR 8800:2008, escopo deste trabalho.

2.1.2.2 Efeito dos carregamentos excêntricos

Como já comentado anteriormente, é impossível aplicar um carregamento exatamente no centroide da seção transversal do pilar. A Figura 7 mostra um pilar com uma excentricidade na aplicação do carregamento. A força P aplicada causa um momento no centro do pilar P.e. Esse momento fará com que o pilar se desloque lateralmente, de maneira bastante parecida com a deformação por imperfeição inicial.

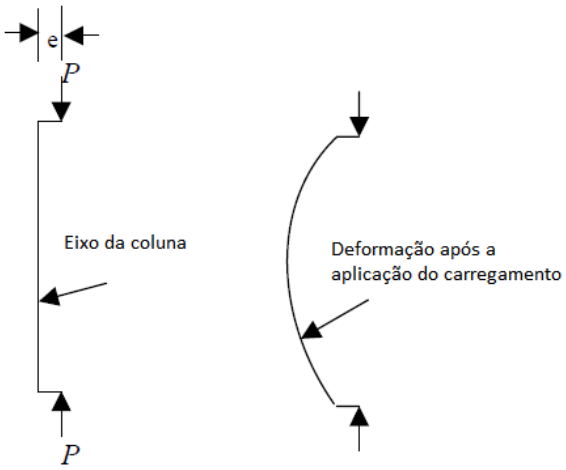


Figura 7 – Deformação devida à excentricidade no carregamento [8] Adaptado

2.1.2.3 Efeito das tensões residuais

As tensões residuais surgem em perfis e chapas de aço estruturais durante o seu processo de fabricação e caso nenhuma técnica de alívio de tensões for utilizada, elas permanecem no perfil. As deformações plásticas surgem devido a um resfriamento não uniforme logo após a laminação ou a soldagem do perfil. Isso faz com que as tensões residuais possam, em certos casos, atingir o mesmo valor da resistência ao escoamento do material.

Segundo Galambos [9], a distribuição e o valor das tensões residuais variam de acordo com a forma da seção, variando de acordo com a temperatura de soldagem ou laminação do perfil, das condições em que os mesmos foram resfriados, das propriedades do material e da forma como foi realizada a retificação desses perfis. Na Figura 8 pode ser visto um exemplo da distribuição das tensões residuais em um perfil laminado do tipo I.

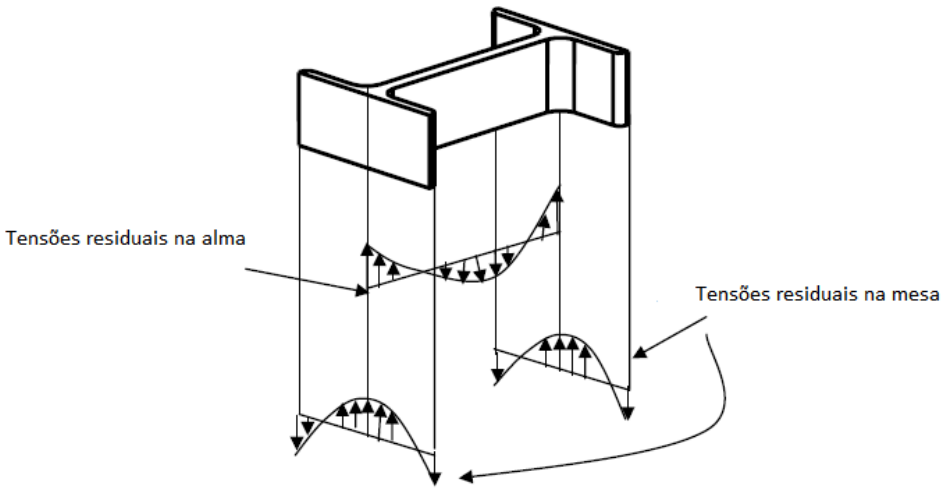


Figura 8 – Distribuição de tensões residuais sem forças aplicadas [8] Adaptado

Essas tensões residuais são extremamente importantes para o dimensionamento de pilares em aço, pois de acordo com Alpsten e Tall, 1970 *apud* Almeida [10] na região elastoplástica são a principal causa da não linearidade do diagrama tensão *versus* deformação, causando assim uma diminuição significante na força normal resistente à compressão das barras. Com isso, as curvas para cálculo de pilares devem se basear em modelos de análise que tenham a presença dessas tensões ao longo de toda a seção transversal.

2.2 Critérios de Dimensionamento de Pilares de Aço – Curvas de dimensionamento

2.2.1. Conceitos

Basicamente, ao passar do tempo, de acordo com Galambos e Surovek [6] foram estudados três tópicos para equações de pilares, desde o uso extensivo do aço na construção, as quais são citadas:

- Equações empíricas baseadas em resultados de ensaios de laboratórios de diversos tipos de seções transversais e materiais;
- Equações teóricas que assumiram uma excentricidade de força e curvatura inicial nas peças;
- Equações baseadas na teoria do Módulo Tangente.

Nas normas americanas das décadas de 1960 e 1970, o conceito do módulo tangente foi utilizado para o dimensionamento de pilares. O CRC (Column Research Council) utilizou o conceito de que, primordialmente, as tensões residuais são o principal fator na determinação da força normal resistente de pilares submetidos à compressão axial [9]. Nessa mesma publicação, foi definido que a tensão limite de proporcionalidade é igual à resistência ao escoamento do aço subtraída da máxima tensão residual de compressão da seção transversal, que foi assumida como sendo 30% da resistência ao escoamento.

Tendo por base na geometria de perfis tipo “Wide-Flange” e em sua distribuição de tensões residuais, assumindo um diagrama tensão-deformação elástico plástico ideal, as equações do

modulo tangente para pilares foram derivadas. Na Figura 9 são ilustradas as curvas resultantes do pilar para o eixo de maior e menor inércia (tracejado) e a curva do CRC (em linha cheia).

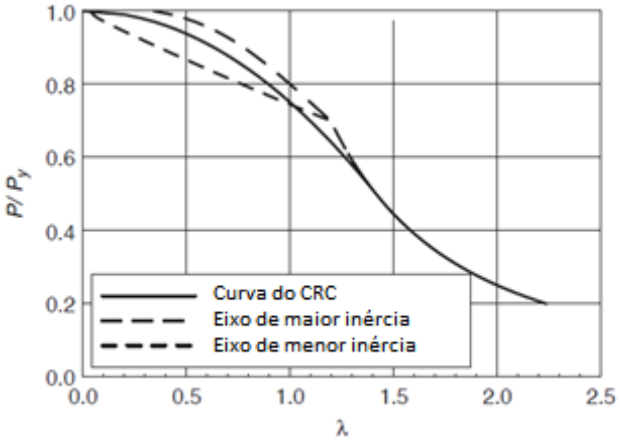


Figura 9 – Curva de resistência pela teoria do módulo tangente e a curva do CRC [6] Adaptado

Foi verificado que a utilização e a derivação de diversas equações seriam incômodas para a utilização em escritórios de projeto. Com isso, a curva de projeto (CRC) foi adotada, como mostrada na Figura 9. As Equações 2, 3, 4 e 5 correspondem a essa curva.

$$\frac{P}{P_y} = 1 - \frac{\lambda^2}{4} \; para \; \frac{P}{P_y} > 0{,}5 \; ou \; \lambda < \sqrt{2} \tag{2}$$

$$\frac{P}{P_y} = \frac{1}{\lambda} \; para \; \frac{P}{P_y} \leq 0{,}5 \; ou \; \lambda \geq \sqrt{2} \tag{3}$$

Onde

$$P_y = AF_y \tag{4}$$

$$\lambda = \frac{L}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{5}$$

Embora a curva do CRC não seja mais utilizada diretamente no dimensionamento de elementos submetidos à compressão em códigos modernos, uma equação do módulo tangente derivada dela é apresentada no Apêndice 7 da ANSI-AISC-360-10 (2005) para a utilização de estabilidade de estruturas de aço.

De acordo com Batista *et al.* [11] a curva única da ANSI-AISC-360-10 (2005) corresponde à curva original ora mostrada do CRC, alterada tornando-se a curva vista na Figura 10.

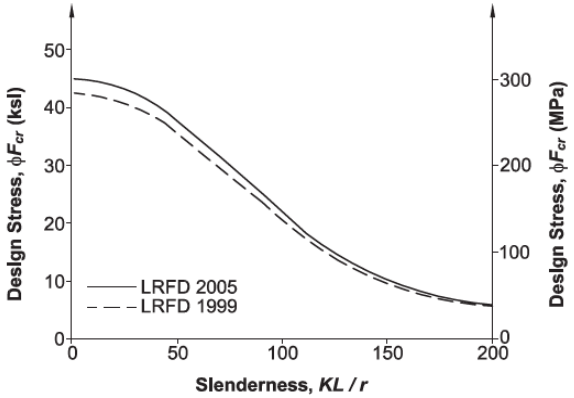


Figura 10 – Curva única de instabilidade (ANSI-AISC-360-10, 2005)

É preciso lembrar que as curvas do CRC e da AISC/LRFD são baseadas em estudos usando padrões de tensões residuais de perfis do tipo "Wide Flange" laminados a quente [5].

2.2.2 Curvas Múltiplas de Instabilidade

De década de 1960 começou a ser produzida uma série de ensaios para verificação da resistência de pilares de aço. Bjorhovde [2] examinou a característica determinística e probabilística força normal resistente de um pilar de aço e desenvolveu uma grande base de dados com 112 curvas de dimensionamento à compressão. O grande desafio era desenvolver, de forma racional, representativa e confiáveis critérios para verificar a força normal resistente de pilares. Esse desafio poderia ser conseguido usando uma média ou uma curva central na faixa de variação de força, conforme mostra a Figura 11 ou poderia ser feito subdividindo os grupos em uma curva média e similar para cada grupo. Esse segundo aspecto definiu o conceito de curvas múltiplas de instabilidade.

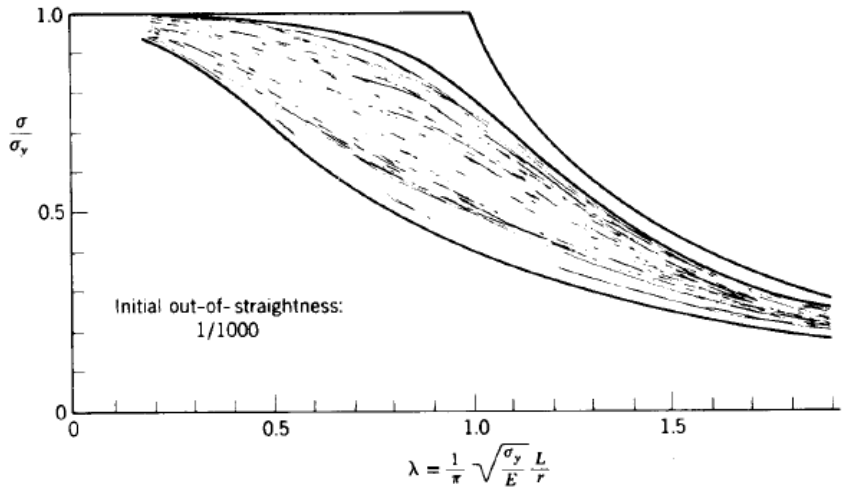


Figura 11 – Curva de dimensionamento para vários tipos de pilares [5]

Uma análise computadorizada, com resultados numéricos calibrados nos ensaios citados anteriormente, permitiu a Bjorhovde verificar que existiam curvas que se agrupavam entre si e três desses grupos foram identificados, cada grupo levando a uma curva média entre eles.

Essas três curvas médias são conhecidas como curvas SSRC (1, 2 e 3). Essas curvas cobriam um extenso grupo de pilares, tipos de aço e tensões residuais. Bjorhovde [2] considerou uma imperfeição geométrica, dada por uma equação senoidal com uma amplitude igual a L/1000. Na Figura 12, pode ser vista uma comparação dessas curvas à curva de dimensionamento de Euler e da ABNT NBR 8800:2008.

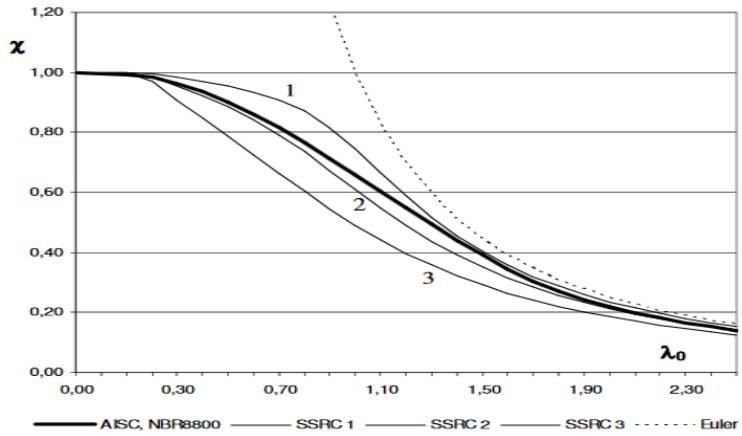


Figura 12 – Curvas múltiplas de dimensionamento do SSRC em comparação à curva única da ANSI-AISC-360-10 [11]

A fim de facilitar a utilização das curvas de dimensionamento do SSRC, Bjorhovde criou uma tabela de Seleção de Curvas [8]. Nessa tabela (Figura 13), é possível determinar a curva a ser utilizada para cada perfil.

Column Curve Selection Table

Fabrication Details		Axis	Specified Minimum Yield Stress of Steel (ksi) ≤36	37 to 49	50 to 59	60 to 89	≥90
Hot-rolled W-shapes	Light and medium W-shapes	Major	2	2	1	1	1
		Minor	2	2	2	1	1
	Heavy W-shapes (flange over 2 in.)	Major	3	2	2	2	2
		Minor	3	3	2	2	2
Welded Built-up H-shapes	Flame-cut plates	Major	2	2	2	1	1
		Minor	2	2	2	2	1
	Universal mill plates	Major	3	3	2	2	2
		Minor	3	3	3	2	2
Welded Box shapes	Flame-cut and universal mill plates	Major	2	2	2	1	1
		Minor	2	2	2	1	1
Square and rectangular tubes	Cold-formed	Major	N/A	2	2	2	2
		Minor	N/A	2	2	2	2
	Hot-formed and Cold-formed heat-treated	Major	1	1	1	1	1
		Minor	1	1	1	1	1
Circular tubes	Cold-formed	N/A	2	2	2	2	2
	Hot-formed	N/A	1	1	1	1	1
All stress-relieved shapes		Major and Minor	1	1	1	1	1

Figura 13 – Classificação dos perfis de acordo com as curvas do SSRC

Ao longo do tempo, o desenvolvimento do método dos estados limites pela ANSI-AISC-360-10, também chamado de LRFD (Load and Resistence Factor Design), decidiu-se manter a utilização da curva única de dimensionamento para o projeto de elementos de aço submetidos à compressão, utilizando uma imperfeição inicial de L/1500 [5]. Com isso, foi escolhida a curva

2P do SSRC para representar a força normal resistente dos pilares realizando uma modificação na expressão matemática, tornando-a mais simples.

A explicação para que não fosse adotado o conceito de curvas múltiplas, de acordo com Bjorhovde [12] foram: simplicidade para a elaboração de projetos e possível utilização de curvas inadequadas para alguns casos específicos, fazendo com que seja necessário estudos posteriores para contemplar os casos não previstos.

2.2.3 Curva de dimensionamento da ABNT NBR 8800:2008

A revisão da norma brasileira de Estruturas de aço, de 2008, abandonou o conceito de curvas múltiplas de dimensionamento e passou a adotar o modelo utilizado no ANSI/AISC 360-05 de 2005 para perfis laminados. A curva única do ANSI-AISC-360-10, conforme já relatada é a curva 2P do SSRC e, basicamente, a curva da ABNT NBR 8800:2008 [1].

Há uma notável diferença entre as normas americana e europeia, podendo ser vista na Figura 12, já visualizada neste trabalho. Contudo, as diferenças são reduzidas conforme o coeficiente de ponderação das resistências: na ABNT NBR 8800:2008, esse coeficiente vale 1,1. Na Eurocode 3 (2005), vale 1,0 [13]. Na Figura 14, pode ser vista a curva única da ABNT NBR 8800:2008.

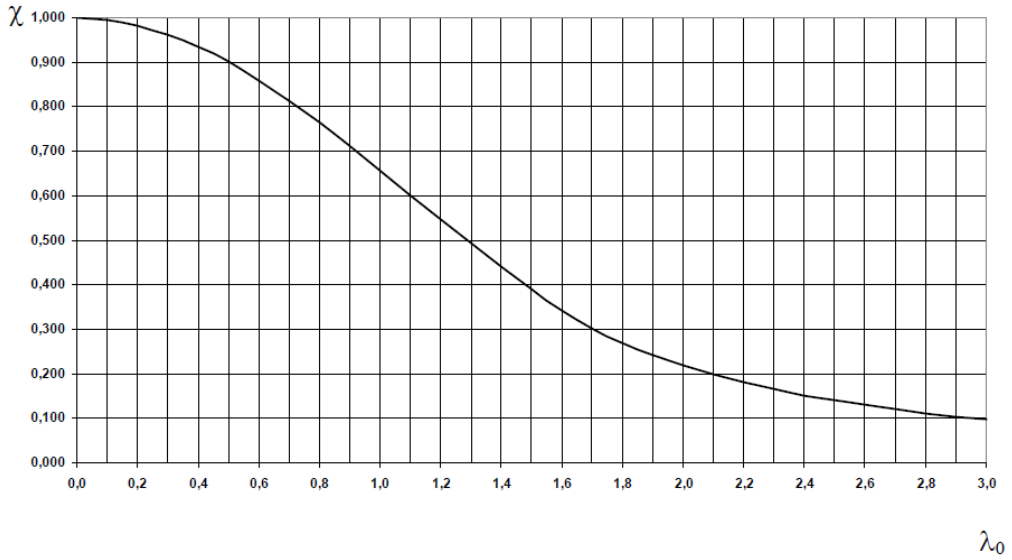


Figura 14 – Curva única da ABNT NBR 8800:2008

2.3 Instabilidade por flexotorção

2.3.1 Teoria de instabilidade por flexotorção

A curva de dimensionamento apresentada na Figura 9, por exemplo, é satisfatória para prever a força resistente de instabilidade por flexão. Contudo, em elementos em que a rigidez à torção seja relativamente menor comparada à rigidez à flexão, como cantoneiras, seções "T" etc, poderão sofrer instabilidade torsional antes da instabilidade por flexão (Figura 15). Seções transversais simétricas ou não simétricas poderão sofrer torção com combinação em relação ao centro de cisalhamento e uma rotação em torno do seu centro de cisalhamento. Esse fenômeno é conhecido com instabilidade por flexotorção [8].

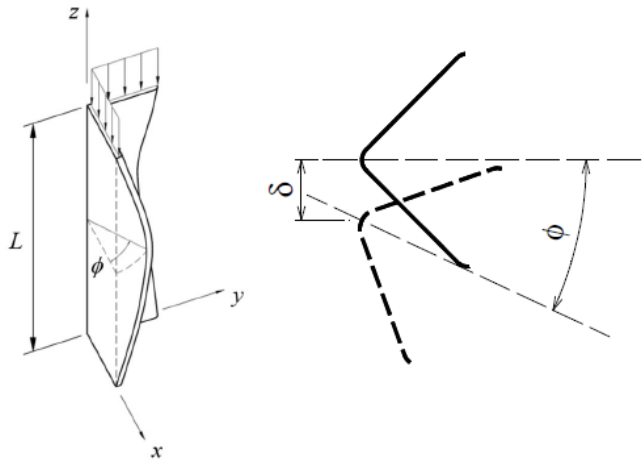


Figura 15 – Representação da instabilidade por torção [10] Adaptado

Segundo Timoshenko e Gere [14], na Teoria da Estabilidade Elástica, a força crítica para flexotorção, flexão e torção de uma barra com seção monossimétrica, carregada em seu centro de geométrico são, respectivamente, dadas pelas Equações 6, 7 e 8:

$$N_{e1z} = \frac{N_{e1} + N_{ez}}{2[1 - (\frac{x_0}{r_0})^2}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{e1}N_{ez}[1 - (\frac{x_0}{r_0})^2}{(N_{e1} + N_{ez})^2}}\right] \quad (6)$$

$$N_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (7)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2}\left[\frac{\pi^2 EI_w}{(KL)^2} + GI_t\right] \quad (8)$$

Sendo:

N_{e1} – força axial elástica de instabilidade por flexão;

N_{ez} – força axial elástica de instabilidade por torção;

x_0 – distância do centro geométrico da seção transversal ao centro de cisalhamento na direção do eixo x;

r_0 – raio de giração polar da seção transversal em relação ao centro de cisalhamento;

I_w – momento de inércia ao empenamento;

I_t – momento de inércia a torção;

KL – comprimento de flambagem por flexão;

E – módulo de elasticidade do material.

Então, uma seção monossimétrica, como uma cantoneira ou perfil U, pode sofrer uma flexão no eixo de simetria ou uma combinação da flexão juntamente com a torção. De acordo com Narayanan *et. al.* [8], todas os pilares axialmente carregados possuem três modos de instabilidade distintas, a saber: instabilidade por flexão, por torção e por flexotorção. Como o centro de cisalhamento em perfis duplamente simétricos está no centro geométrico do perfil, desconsidera-se a instabilidade torcional para estes tipos de peças. Contudo, em seções não simétricas, a instabilidade por flexotorção estará sempre presente, independente da sua forma ou dimensão.

Os estudos mais antigos referente a ensaios e avaliações em elementos de aço sujeitos à instabilidade por flexotorção datam da década de 1920, com estudos experimentais da força normal à compressão de cantoneiras, feita pelo *National Bureau of Standards* [9]. Após esses estudos, pesquisadores passaram a estudar como a excentricidade na introdução do carregamento, por razão das ligações, afetam a força normal resistente de cantoneiras.

2.3.2 Dimensionamento de pilares com instabilidade por flexotorção segundo a ABNT NBR 8800:2008

- ABNT NBR 8800:2008

Pela norma brasileira, a força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, associada à instabilidade por flexão, torção ou flexotorção é dada pela Equação 9.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \tag{9}$$

O fator de redução χ associado à compressão é dado pelas Equações 10 e 11.

Para $\lambda_0 \leq 1{,}5$:

$$\chi = 0{,}658^{\lambda_0^2} \tag{10}$$

Para $\lambda_0 > 1{,}5$: (11)

$$\chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2}$$

O índice de esbeltez reduzido, λ_0, é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q.A_g.f_y}{N_e}} \tag{12}$$

Sendo N_e a força crítica de flambagem elástica (Euler).

Para seções pontossimétricas, a força crítica para instabilidade por torção em relação ao eixo z, dada pela equação 8.

Para seções monossimétricas, a força crítica para instabilidade por flexotorção, cujo o eixo y é o eixo de simetria, é dada pela equação 6.

As exceções são dadas a cantoneiras simples conectadas por uma aba. Neste caso, os efeitos da excentricidade da força de compressão, segundo a ABNT NBR 8800:2008, atuante em uma cantoneira simples podem ser simulados por meio de um comprimento de flambagem equivalente, desde que essa cantoneira seja carregada nas extremidades por meio da mesma aba, seja conectada por solda ou por pelo menos dois parafusos na direção da solicitação e não esteja solicitada por ações transversais intermediárias. Nesses casos a força axial de instabilidade elástica da cantoneira, N_e é dada pela Equação 13.

$$N_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_{x1}L_{x1})^2} \tag{13}$$

Onde $K_{x1}L_{x1}$ é o comprimento de flambagem equivalente, dado pelos itens E.1.4.2 e E.1.4.3 da ABNT NBR 8800:2008.

3 MÉTODO E MATERIAIS

3.1 Generalidades

A presente análise tem por objetivo exemplificar o cálculo de perfis sujeitos à instabilidade por flexotorção, comparando os resultados obtidos da teoria da instabilidade desses tipos de perfis à força resistente do perfil baseada na curva única de dimensionamento da ABNT NBR 8800:2008.

Será utilizada a seguinte metodologia para a obtenção dos resultados:

1) Determinação da força crítica de instabilidade por flexão (Euler);
2) Determinação da força crítica de instabilidade flexotorsional (Timoshenko);
3) Determinação da força crítica da seção pela ABNT NBR 8800:2008;
4) Determinação da força crítica numericamente pelo ANSYS (*Eigenvalue Buckling*).

Os perfis utilizados neste trabalho são: perfis “L” de abas iguais, perfis “L” de abas desiguais, perfis duplo “L” de abas iguais e perfis “T”, todos comerciais, distribuídos pelas principais fabricantes do mercado nacional. Para questão de comparação do modelo numérico, foi realizada análise em um perfil tipo I da série americana (I 76,2 x 8,45 kg/m) e um perfil do tipo U (U 76,2 x 6,11 kg/m). É importante ressaltar que os perfis escolhidos para elaboração dos modelos numéricos não sofrem influência da instabilidade local. A verificação da não

existência desse tipo de instabilidade seguem os critérios da ABNT NBR 8800:2008 [1]. Esse fenômeno não foi considerado neste trabalho pois o objetivo é verificar as forças críticas da barra e não das placas constituintes dos perfis. Na Tabela 1 são mostrados todos os perfis utilizados nas análises deste trabalho.

Tabela 1 – Perfis utilizados no estudo

"L" Abas iguais	"L" Abas desiguais	"2L" Abas iguais	Perfil "T"
L 63,5 x 6,35 mm	L 89 x 64 x 7,9 mm	2L 63,5 x 6,35 mm	T 25,4 x 3,2 mm
L 88,3 x 7,94 mm	L 102 x 76 x 9,5 mm	2L 88,3 x 7,94 mm	T 31,8 x 4,8 mm
L 101,6 x 9,5 mm	L 127 x 89 x 12,7 mm	2L 101,6 x 9,5 mm	T 38,1 x 4,8 mm
L 127 x 12,7 mm	L 152 x 102 x 15,9 mm	2L 127 x 12,7 mm	T 50,8 x 4,8 mm

3.2 Aspectos Referentes à Modelagem Numérica

Os estudos que serão apresentados neste trabalho tiveram por base modelos numéricos com por autovalores, construídos pelo programa computacional ANSYS [15] para permitir a verificação de um melhor comportamento estrutural para os perfis apresentados anteriormente. A análise de instabilidade por autovalores prevê a análise teórica de flambagem (ponto de bifurcação) de uma estrutura elástico linear ideal. Esse valor corresponde basicamente à solução clássica de Euler. Embora menos preciso que a análise de instabilidade não linear, é uma maneira relativamente rápida e fácil de determinação da força crítica e de possíveis modos de instabilidade [15]. O tempo de solução da análise por autovalores é relativamente menor que em uma instabilidade não linear e, como neste trabalho o objetivo é apenas analisar o valor da força crítica de modo a comparar os resultados obtidos de formulação teórica para perfis sujeitos a instabilidade flexotorcional, esses resultados são satisfatórios.

Será mostrada a seguir a estratégia adotada para a modelagem numérica e os recursos apresentados pelo programa ANSYS empregados nas análises deste trabalho.

3.2.1 Geometria dos modelos

Os perfis foram escolhidos conforme sua geometria, aleatoriamente. Ao todo, quatro perfis foram utilizados em cada análise, sendo que, um diferencia-se do outro pelo aumento gradativo das medidas das abas, conforme já mostrado anteriormente.

O comprimento dos perfis foi escolhido seguindo uma sequência simples:

- Escolheu-se como parâmetro inicial comprimentos em que a influência da instabilidade não era preponderante – a força máxima determinada pelo código brasileiro relacionava-se basicamente a resistência ao escoamento do material (índice de esbeltez reduzido igual a 0,40 aproximadamente)
- O comprimento máximo utilizado se deu quando o índice de esbeltez reduzido igual a de 2,10 – aproximadamente o limite de esbeltez da ABNT NBR 8800:2008 ($\lambda \leq 200$).

Nas Tabelas 2 e 3 são apresentados os comprimentos utilizados para cada tipo de perfil. Lembra-se que todos os modelos presentes neste trabalho foram considerados biengastados.

Tabela 2 – Comprimentos utilizados em cada perfil (Perfil L abas iguais e 2L)

Perfil	**Comprimentos Utilizados (cm)**	**Perfil**	**Comprimentos Utilizados**
L 63,5 x 6,35 mm	100 – 200 – 300 – 400 – 450	2L 63,5 x 6,35 mm	100 – 200 – 300 – 400 – 500 – 600 – 700
L 88,3 x 7,94 mm	100 – 200 – 300 – 400 – 500 – 550	2L 88,3 x 7,94 mm	100 – 200 – 300 – 400 – 500 – 600 – 700 – 800 – 900
L 101,6 x 9,5 mm	100 – 200 – 300 – 400 – 500 – 600 – 650	2L 101,6 x 9,5 mm	100 – 200 – 300 – 400 – 500 – 600 – 700 – 800 – 900 – 1000
L 152,4 x 12,7	150 – 250 – 350 – 450 – 550 – 650 – 750 – 850 – 950	2L 152,4 x 12,7	100 – 300 – 500 – 700 – 900 – 1000 – 1200 – 1400 – 1600

Tabela 3 – Comprimentos utilizados em cada perfil (Perfil L abas desiguais e T)

Perfil	Comprimento Utilizado (cm)	Perfil	Comprimento Utilizado
L 89 x 64 x 7,9 mm	100 – 200 – 300 – 400 – 450	T 25,4 x 3,2 mm	20 – 40 – 60 – 80 – 100
L 102 x 76 x 9,5 mm	100 – 200 – 300 – 400 – 500 – 600	T 31,75 x 4,76 mm	30 – 50 – 70 – 90 – 110 – 130
L 127 x 89 x 12,7 mm	100 – 200 – 300 – 400 – 500 – 600 – 700 - 800	T 38,1 x 4,8 mm	30 – 50 – 70 – 100 – 130 – 150
L 152 x 102 x 15,9 mm	100 – 200 – 300 – 400 – 500 – 600 – 700 – 800 – 900 – 1000	T 50,8 x 4,8	40 – 60 – 110 – 130 – 150

Para as cantoneiras duplas, utilizaram-se presilhas (ou chapas espaçadoras), de modo que seja simulada a situação prática que ocorre no projeto desse tipo de peça. Para a definição do número de presilhas a serem utilizadas, adotou-se como referência valor especificado na ABNT NBR 8800:2008 para perfis compostos.

As dimensões das chapas espaçadoras foram determinadas a fim de que tenham a mesma ordem de grandeza das abas das cantoneiras (mesma largura), sendo consideradas ligadas por solda, cuja ligação não foi considerada neste trabalho e com espessura igual e constante de 5 mm.

3.2.2 Modelo de análise utilizado no trabalho

A modelagem dos perfis foi realizada automaticamente pelo ANSYS [1] após a definição de suas geometrias no *SpaceClaim* (criador de modelos geométricos do ANSYS [1]). A malha (*mesh*) também é gerada automaticamente pelo programa e, como o estudo baseou-se somente na análise *Eigenvalue Buckling*, que é *default* do programa, este autor não se preocupou com essa verificação. Em relação aos apoios dos elementos analisados, foram considerados perfis bi-engastados. Tomando como referência o sistema de coordenadas apresentadas na Figura 16, no apoio inferior os elementos possuíam as translações impedidas nos três eixos e rotações impedidas também nos três eixos. No apoio superior, os elementos possuíam translação livre no eixo Y e rotações impedidas nos três eixos.

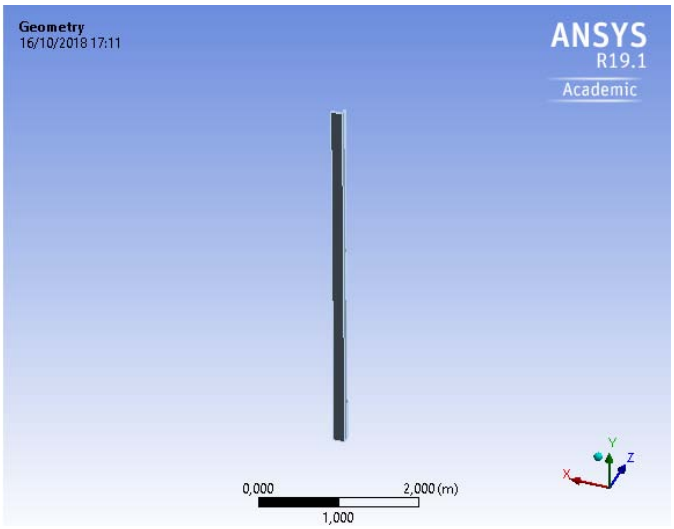


Figura 16 – Exemplo de modelo utilizado no trabalho

O carregamento foi aplicado na condição centrada, ou seja, sob a área do perfil. Foi aplicado um carregamento unitário (1 N) para a determinação do *load multiplier* (multiplicador de força) para a determinação da força crítica de instabilidade, no modo principal de instabilidade (Modo 1).

O aço utilizado para esta análise foi o ASTM A36, com resistência ao escoamento igual a 250 Mpa, resistência à ruptura igual a 400 MPa, módulo de elasticidade longitudinal igual a 200 GPa e módulo de elasticidade transversal igual a 77 GPa.

4 Análise e Discussão dos Resultados

O foco central desta análise é comparar os resultados da modelagem de instabilidade pelo método *Eigenvalue Buckling* do ANSYS [1] aos resultados obtidos da teoria de instabilidade flexotorcional de perfis submetidos a esse tipo de instabilidade e, de modo ilustrativo, apresentar os resultados da curva única de dimensionamento do código brasileiro. Nesse contexto, os resultados obtidos numericamente serão comparados aos resultados teóricos de Euler para flexão, Timoshenko para flexotorção e a força normal resistente de compressão da NBR. É importante ressaltar que os resultados encontrados na NBR estão sem os fatores de ponderação (divisão por 1,1 – fator de ponderação para peças submetidas à compressão), a

fim de que a análise seja mais igualitária possível, uma vez que os valores teóricos e os valores obtidos pelo modelo numérico não levaram em consideração tais fatores.

As Tabelas que serão apresentadas a seguir terão as seguintes nomenclaturas:

- L perfil (mm): Comprimento do perfil em milímetros;
- N_{FL} (kN): Força crítica de Euler para flambagem por flexão em kN;
- N_{FT} (kN): Força crítica de flambagem por flexotorção em kN;
- N_{NBR} (kN): Força normal resistente de compressão do código brasileiro em kN;
- N_{ANSYS} (kN): Força crítica encontrada no ANSYS em kN;
- λ_0: Índice de esbeltez reduzido da norma brasileira;
- MF: Modo de Flambagem Numérico encontrado no ANSYS (FL – Flexão e FT – Flexotorção)

4.1 Comparação do Modelo Numérico

Neste trabalho, os modelos analisados numericamente não foram calibrados com modelos experimentais, isto é, os resultados poderiam não ser tão confiáveis. Para que haja uma confiabilidade nos modelos, levando em consideração as condições de contorno (carregamento e apoios), foram modelados dois perfis sujeitos prioritariamente à instabilidade por flexão, cujos resultados são amplamente conhecidos e os valores teóricos, facilmente calculados. Para tal, dois modelos foram testados: I 76,2 x 8,45 kg/m (perfil com dupla simetria) e U 76,2 x 7,61 kg/m (perfil com eixo "x" de simetria). Os resultados da análise do perfil I 76,2 x 8,45 kg/m é mostrado nas Tabelas 4 e na Figura 17 pode ser visto o primeiro modo de flambagem do perfil U com comprimento de 500 mm.

Tabela 4 – Resultados da análise de força crítica para perfil I 76,2 x 8,45 kg/m

I 76,2 x 8,45 kg/m						
L perfil (mm)	**λ_0**	**N_{NBR} (kN)**	**N_{FL} (kN)**	**N_{FT} (kN)**	**N_{ANSYS} (kN)**	**MF**
1500	0,57	208,72	802,67	1640,30	796,26	FL
2500	0,95	163,50	288,96	1124,45	287,87	FL
3000	1,15	138,23	200,66	911,69	200,23	FL
4000	1,53	89,99	112,87	512,82	112,76	FL
5000	1,91	57,59	72,24	328,21	72,2	FL
5500	2,10	47,59	59,70	271,24	59,75	FL

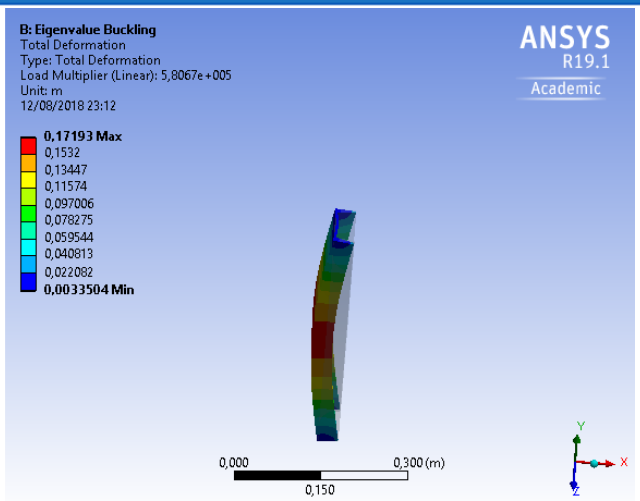


Figura 17 – Primeiro modo de flambagem do perfil U 76,2 x 7,61 kg/m – 500 mm

Diante dos resultados, para o perfil I 76,2 x 8,45 kg/m, pode-se inferir que o perfil se comporta conforme o esperado: em todos os comprimentos estudados o modo de instabilidade do pilar é por flexão. Além disso, os resultados teóricos de Euler e os numéricos do ANSYS estão muito próximos. Com isso, pode-se inferir que a análise se encontra satisfatória e as condições de contorno encontram-se de acordo com o previsto. O mesmo comportamento pode ser visto para o perfil U. A única diferença é que o primeiro modo de instabilidade para o comprimento de 500 mm é por flexotorção e após esse comprimento, o modo de instabilidade é por flexão, também muito próxima dos valores teóricos encontrados. Além disso, vê-se que a força normal resistente à compressão obtida pelo código brasileiro possui valores menores que os teóricos. Isso é explicado pelo fato de que nos pilares reais, levam-se em consideração os efeitos da não linearidade geométrica e do material. Na Figura 18 pode ser visto o gráfico da curva de dimensionamento do perfil I 76,2 x 8,45 kg/m evidenciando que os resultados obtidos pelo ANSYS e pela equação de Euler e Timoshenko estão muito próximos.

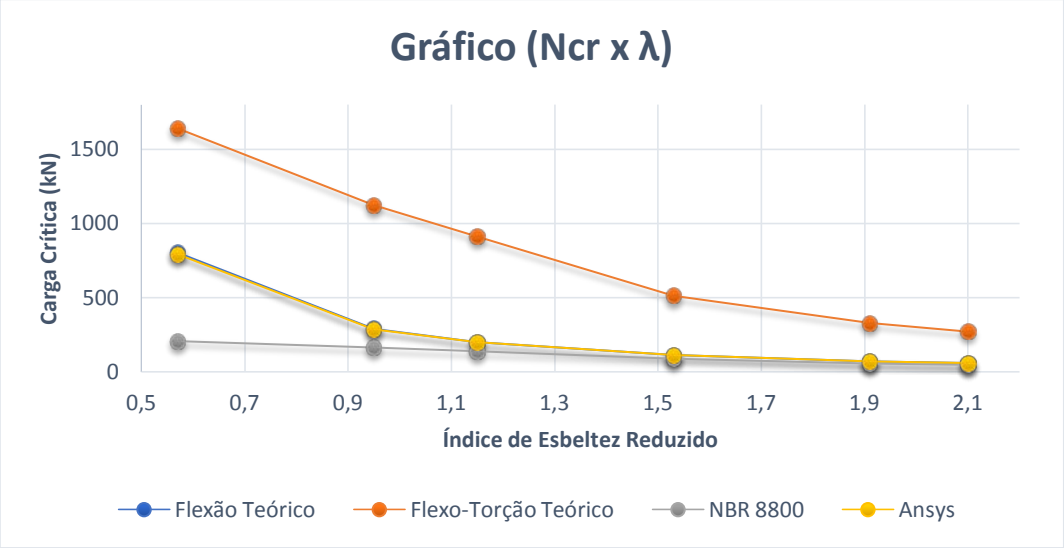


Figura 18 – Curva de dimensionamento do perfil W150x18 kg/m

4.2 Resultados da análise dos perfis cantoneira simples de abas iguais

Foram modelados os seguintes perfis cantoneira de abas iguais: L63,5 x 6,35 mm, L 88,3 x 7,94 mm, L 101,6 x 9,5 mm e L 152,4 x 12,7 mm. Esses modelos seguiram as mesmas condições de contorno dos perfis do item 4.1: carregamento centrado (sob a área do perfil) e os mesmos apoios, também já mostrados anteriormente. A fim de exemplificação, os resultados da análise do perfil L63,5 x 6,35 mm está apresentado na Tabela 5 e na Figura 19 é mostrado o primeiro modo de flambagem de uma cantoneira L88,9 x 7,94 mm com comprimento igual a 500 mm.

Tabela 5 - Resultados da análise de força crítica para perfil L 63,5 x 6,35 mm

L 63,5 x 6,35 mm						
L perfil (mm)	**N_{FL} (kN)**	**N_{FT} (kN)**	**N_{NBR} (kN)**	**N_{ANSYS} (kN)**	**λ_0**	**MF**
50	900,05	637,30	164,94	630,05	0,63	FT
100	232,70	394,10	134,90	241,30	0,87	FL
150	103,42	218,30	88,80	107,80	1,31	FL
200	58,18	131,85	51,02	55,85	1,75	FL
250	45,96	106,08	40,30	44,58	2,18	FL

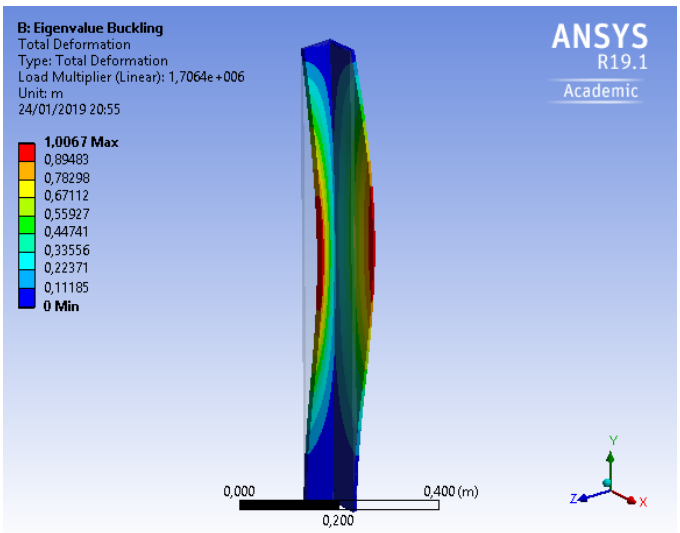


Figura 19 – Primeiro modo de flambagem do perfil L88,9 x 7,94 mm – 1000 mm

Para o perfil L 63,5 x 6,35 mm verifica-se que o modo de falha numérico segue o mesmo padrão dos cálculos teóricos: quanto menor o índice de esbeltez, o modo de instabilidade é o flexotorcional. Ao aumento do índice de esbeltez, o modo de flambagem passa a ser o de flexão. Vê-se que os valores encontrados pelo ANSYS são da mesma ordem de grandeza dos valores calculados pelas fórmulas teóricas, apresentando uma diferença média entre os valores teóricos e numéricos de aproximadamente 3%. Esse mesmo padrão é encontrado para os demais perfis (L 88,3 x 7,94 mm, L 101,6 x 9,5 mm e L 152,4 x 12,7 mm). Na Figura 20 pode ser observada a curva de dimensionamento do perfil L63,5 x 6,35 mm.

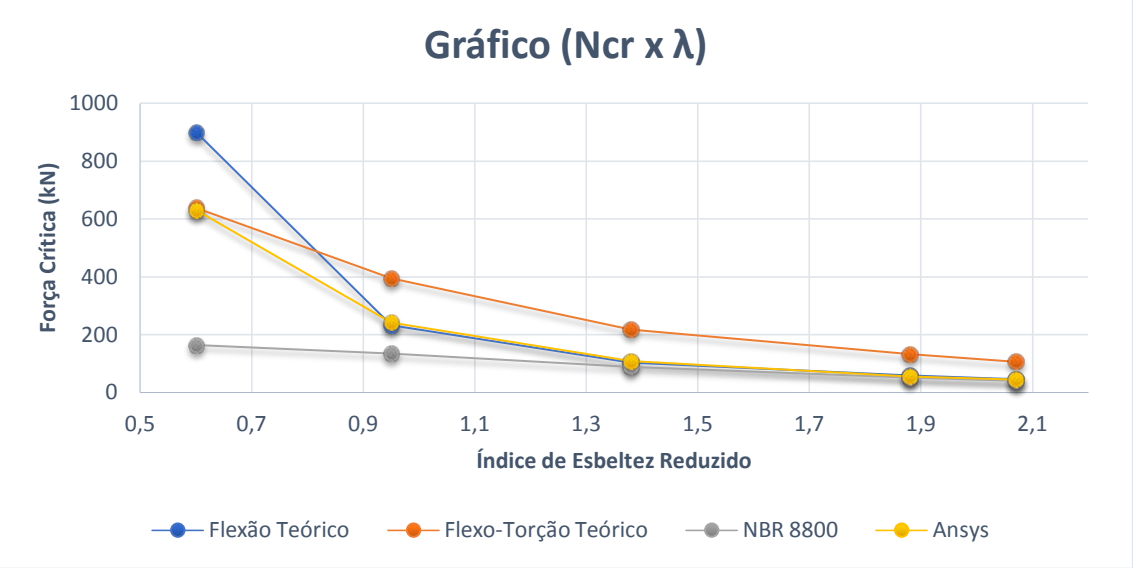


Figura 20 – Curva de resistência do perfil L 63,5 x 6,35 mm

4.2 Resultados da análise dos perfis cantoneira simples de abas desiguais

Foram modelados os seguintes perfis cantoneira de abas desiguais: L 89x64x7,9 mm, L 102x76x9,5, L 127x89x12,7 mm e L 152x102x15,9 mm. As condições de contorno para esta modelagem foram idênticas às já apresentadas. Para exemplificação, os resultados da análise do perfil L 89x64x7,9 mm estão apresentados na Tabela 6. Na Figura 21 pode ser visto o primeiro modo de instabilidade do perfil citado anteriormente, com o comprimento de 2500 mm.

Tabela 6 - Resultados da análise de força crítica para perfil L 89x64x7,9 mm

L 89 x 64 x 7,9 mm						
L perfil (mm)	**λ_0**	**N_{NBR} (kN)**	**N_{FL} (kN)**	**N_{FT} (kN)**	**N_{ANSYS} (kN)**	**MF**
100	0,57	250,19	1337,17	865,67	847,91	FT
200	0,88	208,32	373,58	729,44	383,32	FL
300	1,33	136,48	161,52	528,24	166,37	FL
400	1,79	75,48	89,62	362,28	91,86	FL
450	2,01	61,81	70,49	301,27	72,39	FL

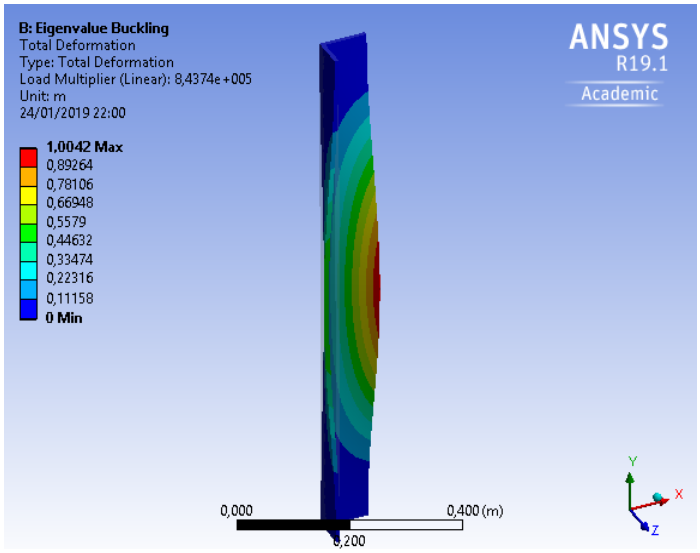


Figura 21 – Primeiro modo de flambagem do perfil L 89x64x7,9 mm – 1000 mm

Para o perfil L 89x64x7,9 mm vê-se que o modo de falha numérico segue o mesmo padrão visto para cantoneira simples. Em índices de esbeltez menores, o modo de instabilidade é o flexotorsional e para esbeltezes maiores, o modo de instabilidade é por flexão. Na Figura 22, observa-se que os valores encontrados pelo ANSYS são praticamente iguais aos valores encontrados pela formulação teórica, com uma diferença média entre os valores encontrados teoricamente com os valores obtidos numericamente de 3%, em média.

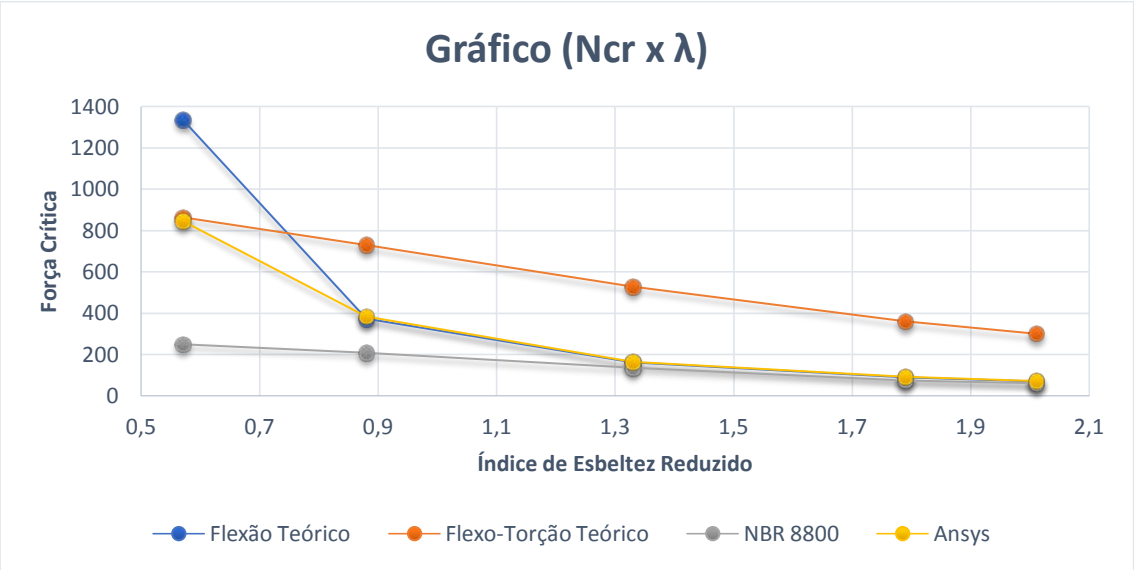


Figura 22 – Curva de resistência do perfil L 89 x 64 x 7,9 mm

4.3 Resultados da análise dos perfis cantoneira dupla de abas iguais

Foram modelados os seguintes perfis cantoneira dupla de abas iguais: 2L 63,5 x 6,35 mm, 2L 88,3 x 7,94 mm, 2L 101,6 x 9,5 mm e 2L 152,4 x 12,7 mm. Esses modelos seguiram as mesmas condições de contorno dos perfis do item 4.2: carregamento centrado (sob a área do perfil) e os mesmos apoios, já mostrados anteriormente. A fim de exemplificação, os resultados da análise do perfil 2L 88,9 x 7,9 mm está apresentado na Tabela 7 e na Figura 23 é mostrado o primeiro modo de flambagem da cantoneira cujos resultados estão apresentados com comprimento igual a 7000 mm. Cabe ressaltar que nesta análise foi necessária a adoção de "presilhas", conforme a ABNT NBR 8800:2008 prevê, para que a instabilidade se desse no perfil como um todo.

Tabela 7 - Resultados da análise de força crítica para perfil 2L 88,9 x 7,94 mm

2L 88,9 x 7,94 mm						
L perfil (mm)	**λ_0**	**N_{NBR} (kN)**	**N_{FL} (kN)**	**N_{FT} (kN)**	**N_{ANSYS} (kN)**	**MF**
100	0,54	308,76	4579,13	1321,6	1275,6	FT
200	0,58	303,3	1144,48	1161,46	1156,86	FL
300	0,87	254,31	508,8	836,2	516,6	FL
400	1,16	198,98	286,2	544,32	292,14	FL
500	1,45	145,14	183,17	366,87	187,34	FL
600	1,74	101,41	127,2	260,92	130,9	FL
700	2,03	74,51	93,45	194,21	96,24	FL

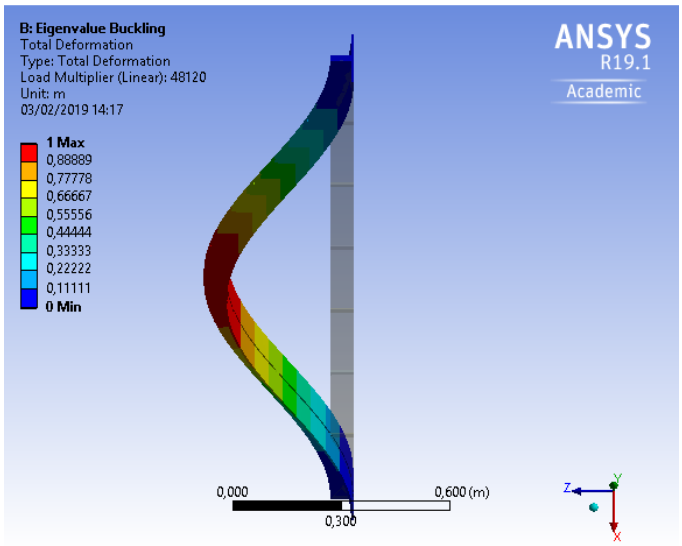


Figura 23 – Primeiro modo de flambagem do perfil 2L 88,9 x 7,94 mm – 7000 mm

Para o perfil 2L 63,5 x 6,35 mm vê-se que o modo de falha numérico segue o mesmo padrão visto nos outros perfis. Em índices de esbeltez menores (com índice de esbeltez até 0,55), o modo de instabilidade é o flexotorcional e para esbeltezes maiores, o modo de instabilidade é por flexão. Comparando os resultados teóricos com os numéricos para flambagem por

flexotorção, o erro encontrado entre ambos é de 3%, em média, e para os resultados de flambagem por flexão, o erro encontrado é de 2%, mostrando assim que os resultados encontrados no ANSYS são condizentes com os resultados obtidos de formulação teórica clássica.

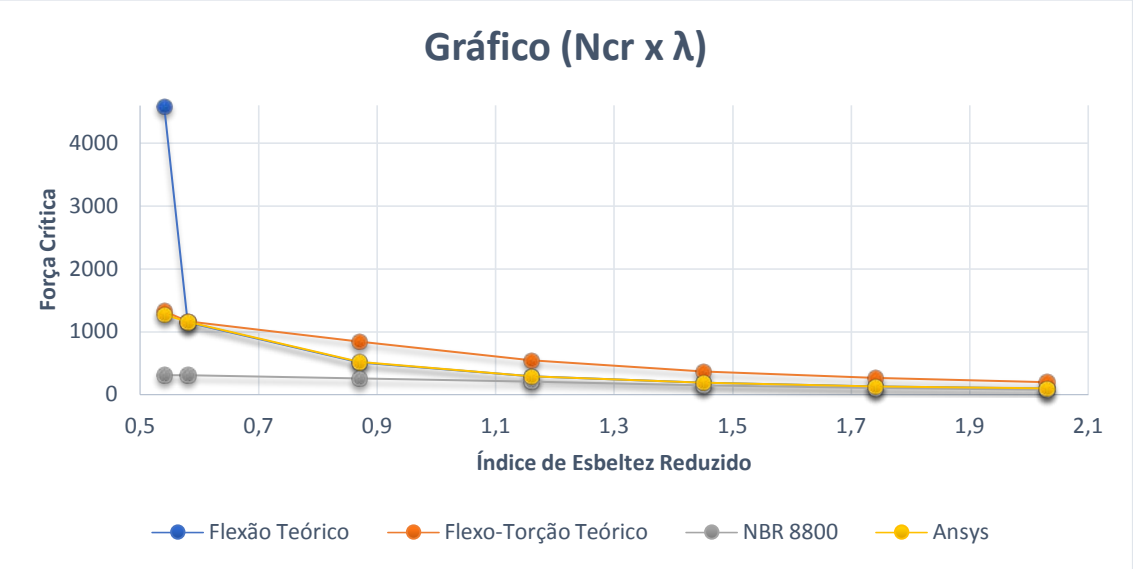


Figura 24 – Curva de resistência do perfil 2L 63,5 x 6,35 mm

4.4 Resultados da análise dos perfis do tipo "T"

Os perfis do tipo "T", assim como as cantoneiras apresentadas nos itens anteriores, estão sujeitos à instabilidade flexotorcional. Foram modelados os seguintes perfis do tipo "T": T 25,4 x 3,2 mm, T 31,8 x 4,8 mm, T 38,1 x 4,8 mm e T 50,8 x 4,8 mm. Esses modelos também seguiram as mesmas condições de contorno dos perfis do item 5.2: carregamento centrado (sob a área do perfil) e os mesmos apoios, já mostrados no item 4.2.2. Os resultados da análise do perfil T 50,8 x 4,9 mm, é mostrado na Tabela 8 a título de exemplificação e, na Figura 25, é mostrado o primeiro modo de instabilidade de um perfil T 50,8 x 4,8 mm com comprimento igual a 2500 mm.

Tabela 8 - Resultados da análise de força crítica para perfil T 50,8 x 4,8 mm

T 50,8 x 4,8 mm						
L perfil (mm)	**λ_0**	**N_{NBR} (kN)**	**N_{FL} (kN)**	**N_{FT} (kN)**	**N_{ANSYS} (kN)**	**MF**
1000	0,62	88,84	413,85	302,56	307,15	FT
2000	1,08	63,63	103,46	97,38	98,05	FT
2500	1,34	49,11	66,21	63,79	64,25	FT
3000	1,60	35,74	45,98	46,83	45,17	FL
3500	1,86	26,44	33,78	35,17	33,43	FL
4000	2,12	20,33	25,86	27,50	25,71	FL

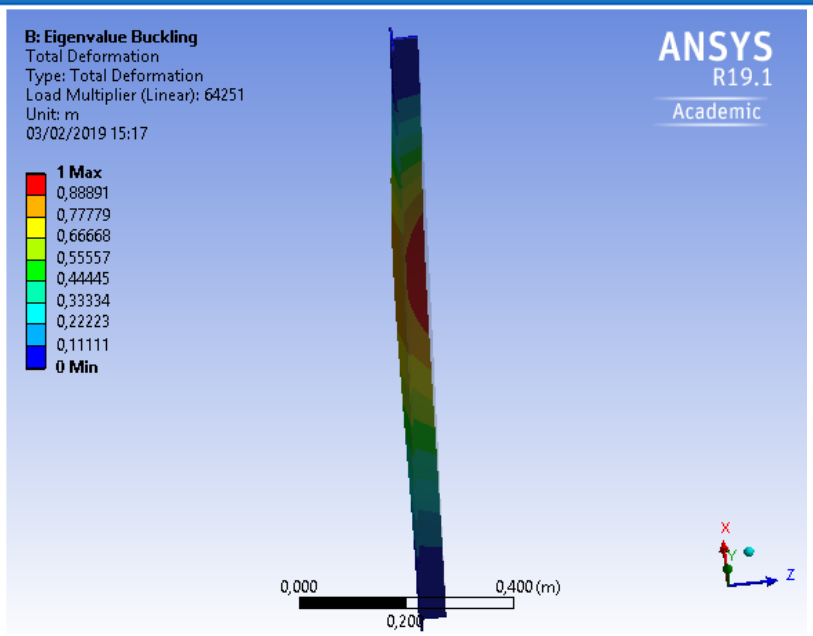


Figura 25 – Primeiro modo de flambagem do perfil T 50,8 x 4,8 mm – 2500 mm

A partir dos resultados encontrados para os perfis do tipo T, verifica-se que o perfil se comporta conforme o esperado. Em esbeltezes até o valor de 1,0 aproximadamente, o seu modo de instabilidade é por flexotorção, contudo com valores bem próximos aos valores da flambagem por flexão. É observável que, com o perfil de pequena esbeltez, a falha no pilar real será basicamente por escoamento. Os resultados numéricos estão muito próximos dos resultados teóricos, com um erro médio de 2%.

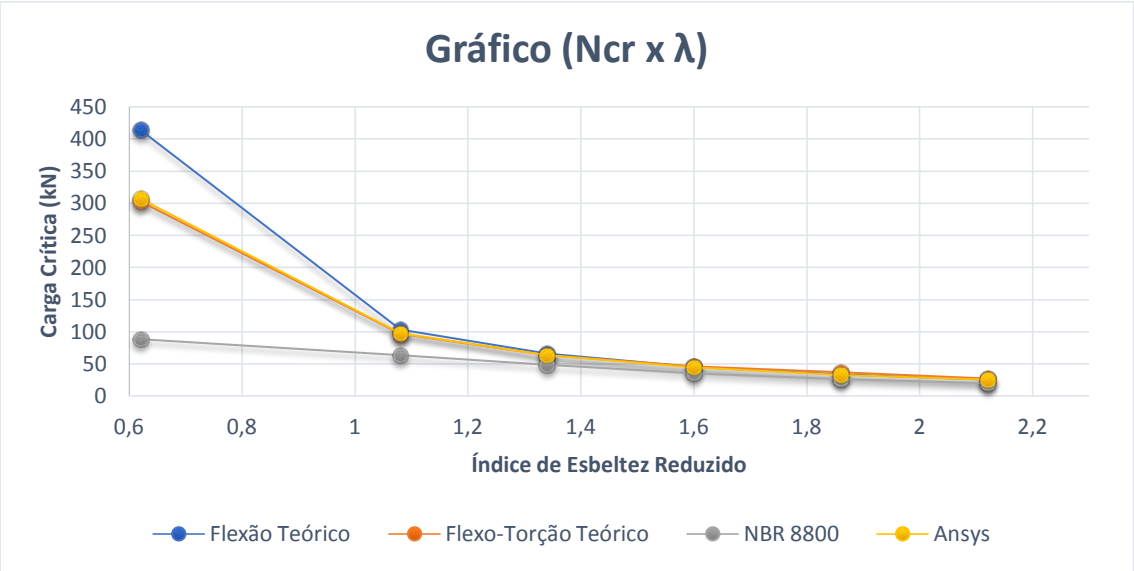


Figura 26 – Curva de resistência do perfil T 25,4 x 3,2 mm

5 Conclusão

Neste trabalho foi mostrado o histórico do estudo da instabilidade de pilares por flexão, de Euler até Bjorhovde, que foi o pesquisador responsável pelas curvas do SSCR, precursora das curvas múltiplas de dimensionamento do código europeu e da curva única de dimensionamento do código americano e, com base neste, o código brasileiro atual. Foram apresentadas as equações de Timoschenko para a determinação da força crítica de flambagem por flexotorção e explicitado os critérios da ABNT NBR 8800:2008 para o dimensionamento de elementos sujeitos a esse tipo de instabilidade.

Uma análise da força crítica de flambagem por meio da análise *Eigenvalue buckling* do ANSYS envolvendo ao total 18 perfis do tipo cantoneiras de abas iguais, de abas desiguais, cantoneiras duplas de abas iguais lado a lado, perfis do tipo "T', perfis do tipo "U" e perfis da série "W", foi realizada com o objetivo de determinar numericamente, a força crítica e comparar os valores teóricos determinados pela formulação de instabilidade por flexão e flexo-torção. Além disso, apresentou-se a critério de exemplificação, a força normal resistente do código brasileiro. Como condição de contorno, foram considerados os perfis como biengastados e, para calibração numérica dos apoios dos modelos de cantoneira e perfil "T", foram realizadas análises com perfis U e I da série americana, cujos resultados são facilmente encontrados.

A partir dessas análises, verificou-se que os perfis U e I se comportam como esperado, com os valores teóricos muito próximos dos valores numéricos. Logo, a utilização das mesmas condições de contorno para outros perfis seria válida. Com isso, começou-se a realizar os estudos e então a análise relativa aos perfis sujeitos à instabilidade por flexotorção, mostrou que os resultados encontrados pelo ANSYS de peças com índice de esbeltez reduzido próximos a 0,60 (a exceção dos perfis "T", que são mais esbeltos, cujo índice de esbeltez para este tipo de instabilidade foram valores até 1,30 aproximadamente) mostraram-se compatíveis com os resultados encontrados nas formulações teóricas de Timoshenko para esse tipo de instabilidade. Em média, os resultados teóricos dos resultados numéricos apresentaram uma diferença de 2%.

Para perfis maiores, com índice de esbeltez reduzido maior que 0,60 (maior que 1,30 para perfis "T"), os resultados numéricos mostraram-se muito próximos aos valores teóricos, quando o modo de instabilidade passa a ser por flexão. A diferença entre os resultados teóricos e numéricos ficou em aproximadamente 3%, em média. Com isso, verifica-se que os valores verificados na análise por autovalores do ANSYS para a instabilidade por flexão são condizentes com os encontrados nas formulações teóricas de Euler. Logo, a partir dos valores distintos entre numéricos e teóricos observados, pode-se inferir que essa diferença provavelmente se dá pelo fato da modelagem dos perfis no ANSYS não levar em considerações as curvaturas nas bordas dos perfis. Comparando esses valores à força normal resistente à compressão do código brasileiro, verificou-se, como esperado, que os resultados encontrados numericamente pelo ANSYS são inferiores.

Outrossim, os resultados mostrados neste trabalho são relacionados somente a análise do tipo *Eigenvalue buckling*, uma análise de instabilidade elástica por autovalores que é útil para a determinação dos modos de instabilidade, mas que não possuem os resultados tão condizentes com os normatizados, pelo fato de não levar em consideração as imperfeições geométricas e do material. Contudo, as teorias discutidas e os resultados encontrados neste

trabalho servem para basear e difundir o dimensionamento de peças submetidas à instabilidade flexotorsional, mostrando principalmente que a análise por autovalores fornece resultados condizentes para flambagem por flexotorção.

Agradecimentos

Agradece-se pelo apoio a esta pesquisa à FAPESP (Processo 2015/21602-4) – Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo, ao CPNq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, e à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.

REFERÊNCIAS

[1] ANSYS. Help System Release 12.0.1. Inc. 2012. Disponível em: http://www.ansys.stuba.sk. Acesso em 18 de agosto de 2018.

[2] ALMEIDA, A. C. B. Análise inelástica de pórticos planos considerando a plasticidade distribuída e o efeito das tensões residuais nos perfis estruturais de aço. Dissertação de mestrado. UFMG, Minas Gerais: 2006.

[3] BATISTA, E. M; FREITAS, A. M. S.; PIMENTA, R. J.; FAKURY, R. H; REQUENA, J. A. V.; ARAÚJO, A. H. M. Resistência de barras comprimidas de aço: curvas de instabilidade para perfis laminados a quente e soldados, formados a frio e tubulares. Construmetal – Congresso Latino-Americano da Construção Metálica. São Paulo: 2010.

[4] BJORHOVDE, R.; TALL, L. Maximum column strengh and the multiple column curve concept. Fritz Engineering Laboratory Report No. 337.29, Lehigh University, Bethlehem, 1971.

[5] BJORHOVDE, R. Columns: from theory to practice. Engineering Journal (AISC), v. 25, n. 1, 1st Quarter, p. 21-34, 1988.

[6] BJORHOVDE, R. Columns: from individual members to framework components, In: Proceedings of SSRC. Annual Stability Conference, Orlando, USA, p. 1-19, 2010.

[7] BUFFONI, S. S. O. Estudo da Instabilidade de Armaduras Longitudinais em Pilares de Concreto Armado. Tese de Doutorado. PUC-RIO, Rio de Janeiro: 2004.

[8] GALAMBOS, T. V. Guide to Stability Design Criteria For Metal Structures. 5th Edition. John Willey & Sons, New York: 1988.

[9] GALAMBOS, T. V.; SUROVEK, A. Structural Stability of Steel: concepts and applications for structural engineers. John Willey & Sons, New York: 2008.

[10] MENEZES, A. A. Comportamento estrutural de cantoneiras de aço inoxidável submetidas à compressão axial. Dissertação de Mestrado. UERJ, Rio de Janeiro: 2017.

[11] NARAYANAN, R.; KALYANARAM, V.; SANTHAKUMAR, AR. SHEETHARAMAN, S.; KUMAR, S.R.S; JAYACHANDRAN, S. A.; SENTHIL, R. Teaching Materials. Institute For Steel Development and Growth. Kokalta: 1999.

[12] PIMENTA, R. J. Proposição de uma curva de instabilidade para perfis I soldados formados por chapas cortadas a maçarico. Dissertação de mestrado. UFMG, Minas Gerais: 1997.

[13] SILVA, V. P. Sobre a instabilidade de barras de aço sob compressão. Revista da Estrutura de Aço, v. 5, n. 2, p. 79-98, 2016.

[14] TIMOSHENKO, S. P; GERE, J. M. Theory of Elastic Stability. 2th Edition. McGraw-Hill, New York: 1961.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

FERRAMENTAS PARA O PROJETO DE PERFIS ALVEOLARES DE AÇO

James Lucas C. M. Gilbert[1]
Gustavo de Souza Veríssimo[2]
José Carlos Lopes Ribeiro[2]
José Luiz Rangel Paes[3]

Resumo

Com o início da produção de perfis de aço laminados no Brasil a partir de 2002, e o ressurgimento do interesse em todo o mundo pelos perfis alveolares de aço, diversas empresas e engenheiros brasileiros vêm demandando ferramentas de auxílio ao projeto e à fabricação desses elementos estruturais, ainda inexistentes no país. Neste trabalho são apresentadas duas ferramentas computacionais desenvolvidas para auxiliar no projeto e na fabricação de perfis alveolares de aço, a partir de estudos teóricos, numéricos e experimentais recentes realizados na UFV e na UFMG. Os aplicativos constituem uma contribuição ao meio técnico brasileiro, num momento importante de crescimento do setor da construção metálica, capazes de auxiliar nas atividades de projeto e cálculo de vigas casteladas e celulares, dada a inexistência no Brasil de ferramentas para este fim, que contemple os estados limites últimos e de serviço aplicáveis aos perfis laminados produzidos no país, de acordo com os critérios das normas da ABNT.

Palavras-chave: Perfis alveolares; Vigas casteladas; Vigas celulares; Software; Estrutura metálica.

TOOLS FOR THE DESIGN OF STEEL ALVEOLAR BEAMS

Abstract

With the beginning of the production of hot-rolled steel profiles in Brazil since 2002, and the resurgence of worldwide interest in alveolar steel profiles, several Brazilian companies and engineers have been demanding tools to aid the design and manufacture of these structural elements, still non-existent in the country. This paper presents two computational tools developed to assist in the design and manufacture of alveolar steel sections, based on recent theoretical, numerical and experimental studies carried out at UFV and UFMG. The programs constitute a contribution to the Brazilian technical environment, in an important moment of growth of the metallic construction sector, able to assist in the design and calculation of castellated and cellular beams. Given the lack of tools for this purpose in Brazil, which contemplates the final service limits applicable to hot-rolled profiles produced in the country, in accordance with ABNT standards, these software's are welcomed innovations to the area.

Keywords: Alveolar beams; Castellated Beams; Cellular beams; Software; Steel structure.

[1] Engenheiro Civil, Mestrando, Departamento de Engenharia Civil (DEC), Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, MG, Brasil.
[2] Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor Associado, DEC, UFV, Viçosa, MG, Brasil.
[3] Doutor em Ingeniería de la Construcción, Professor Associado, DEC, UFV, Viçosa, MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

De 2008 até ao presente momento, o Grupo de Pesquisa em Estruturas do DEC/UFV[1] e o Grupo de Pesquisa em Estruturas Metálicas da UFMG desenvolveram, em parceria, diversos estudos teórico-experimentais sobre vigas alveolares, com vistas à validação e ao aprimoramento de modelos para verificação da segurança quanto aos Estados Limites Últimos (ELU) e aos Estados Limites de Serviço (ELS) aplicáveis às vigas alveolares (VIEIRA, 2011 [1]; SILVEIRA, 2011 [2]; BEZERRA, 2011 [3]; ABREU, 2011 [4]; OLIVEIRA, 2012 [5]; FERRARI, 2013 [6]; VIEIRA, 2014 [7]; VIEIRA, 2015 [8]; GONÇALVES, 2015 [9]; TEIXEIRA, 2017 [10]; JUSTINO, 2018 [11]; GRILO, 2018 [12]; NEVES, 2018 [13]; SAKIYAMA, 2018 [14]; VALENTE, 2018 [15]). Neste trabalho, algumas das soluções propostas pelos autores supracitados foram implementadas em ferramentas duas ferramentas computacionais. Estes dois softwares, ABDrawer e ABDesigner tem o objetivo de auxiliar no desenho e no dimensionamento de perfis alveolares de aço. Nas seções seguintes, cada estado limite é apresentado de forma resumida.

1.1.1 Estados Limites Últimos – ELU

1.1.1.1 Generalidades

Os ELU que podem ocorrer num perfil alveolar submetido à flexão são os seguintes:

- Formação de Mecanismo Plástico (FMP), que pode se dar devido à ação do momento fletor isoladamente ou a um efeito combinado de momento fletor e força cortante;
- Flambagem do Montante de Alma por Cisalhamento (FMAV), devido ao efeito da força cortante;
- Flambagem do Montante de Alma por Flexão (FMAF), devido à flexão do perfil;
- Flambagem Lateral com Torção (FLT), devido à ação do momento fletor.

1.1.1.2 Formação de mecanismo plástico (FMP)

Um perfil alveolar sujeito a momento fletor pode atingir o esgotamento de sua capacidade resistente por formação de mecanismo plástico de duas formas distintas: ou pela plastificação total dos cordões superior e inferior na região do alvéolo sujeito às máximas tensões normais de flexão, numa seção sob efeito predominante do momento fletor, ou por um efeito combinado de tensões normais e de cisalhamento numa seção sujeita a momento fletor e força cortante combinados, caracterizando o chamado mecanismo *Vierendeel*.

A segurança quanto à formação de mecanismo plástico em vigas alveolares pode ser verificada por meio da Eq. (1), deduzida a partir do critério de von Mises:

$$\sqrt{M_{Sd}^2 + c_1^2 V_{Sd}^2} \leq \frac{M_{pl0}}{\gamma_{a1}} \qquad (1)$$

[1] Grupo de Pesquisa DEC UFV Estruturas: dgp.cnpq.br/dgp/espelhogrupo/8423132241893561

onde:

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

c_1 é um parâmetro que depende das propriedades geométricas da seção vazada (na região de um alvéolo), dado por:

$$c_1 = \frac{\sqrt{3}\ y_0\ y_a^2\ A_t}{2 I_t} \qquad (2)$$

M_{pl0} é o momento de plastificação da seção vazada, dado por:

$$M_{plo} = Z_{xo} f_y = 2\ y_o\ A_t\ f_y \qquad (3)$$

$Z_{xo} = 2\ A_t\ y_o$ é o módulo resistente plástico da seção vazada; (4)

A_t é a área da seção T acima ou abaixo do alvéolo;

y_o distância do C.G. do tê ao eixo da viga.

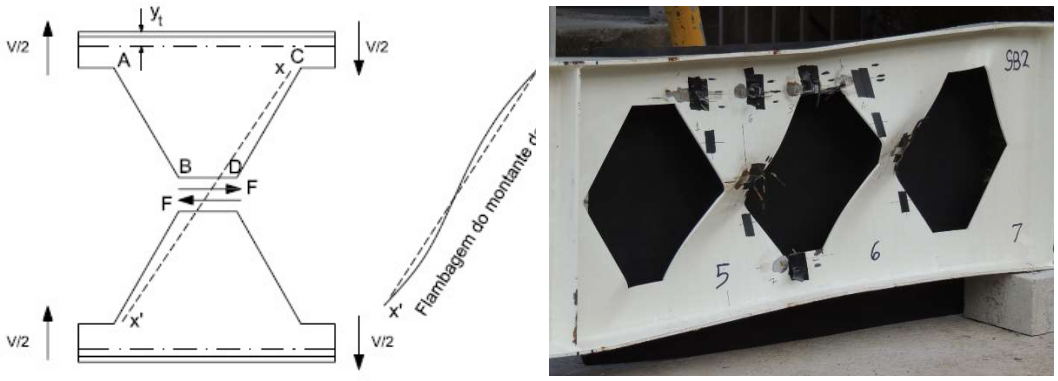
1.1.1.3 Flambagem do montante de alma por cisalhamento (FMAV)

Um perfil de alma cheia pode sofrer flambagem local da alma devido às tensões normais produzidas pelo momento fletor ou às tensões de cisalhamento produzidas pela força cortante.

Num perfil alveolar, a alma fica reduzida a trechos de alma, usualmente referidos como “montantes de alma”. Experimentos demonstram que o montante de alma pode falhar por efeito da força cortante (cisalhamento) ou por compressão. Esses dois modos de falha são descritos a seguir.

1.1.1.4 FMAV para vigas casteladas

A flambagem do montante de alma por cisalhamento é um modo de falha possível para as vigas alveolares, relacionado ao efeito da força cortante (Kerdal & Nethercot, 1984 [16]). Na Figura 1(a) apresenta-se o esquema de um montante de alma solicitado por uma força cortante **V**. A força cisalhante interna **F** ao longo da menor largura do montante ocasiona tensões de tração na borda AB e de compressão na borda CD, que pode flambar. Assim, o modo de flambagem do montante de alma, neste caso, é caracterizado por duas ondas com ponto de inflexão na intersecção com a diagonal tracionada, como ilustrado na Figura 1(a), com os deslocamentos laterais acompanhados de rotação em torno da linha diagonal xx’.



(a) **(b)**

Figura 1 - Flambagem do montante de alma por cisalhamento (SAKIYAMA, 2018).
Fonte: (a) Adaptado de Kerdal e Nethercot (1984) [16]; (b) Foto por Gustavo Veríssimo.

Vieira (2015) [8] propôs um método de cálculo que permite estimar o valor da força cortante que causa a falha do montante de alma, baseado no modelo *strut model*, idealizado por Lawson *et al.* (2006) [17], em que é feita uma analogia de barra comprimida susceptível à instabilidade (Figura 2). Para isto, admite-se que a região do montante correspondente a uma meia onda da deformada por FMAV se comporte como uma barra comprimida de comprimento l_e, como mostrado na Figura 2. A esbeltez do montante de alma é calculada pela seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{l_e \sqrt{12}}{t_w} \tag{5}$$

onde t_w corresponde à espessura da alma e l_e é o comprimento efetivo da barra, dado por:

$$l_e = 0{,}5\sqrt{b_w^2 + h_o^2} \tag{6}$$

em que b_w é a largura mínima do montante de alma e h_o é a altura do alvéolo.

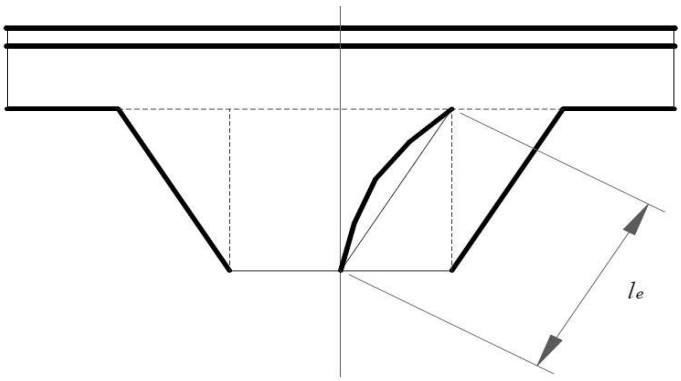


Figura 2 - Modelo de barra adotado para representação do montante de alma (VIEIRA, 2015 [8])

A relação t_f/t_w pode influenciar na flambagem da alma. Contudo, devido à pequena variação desta relação para perfis brasileiros, Vieira [8] considerou a relação t_f/t_w constante e igual a 1,25 em seu estudo.

A equação geral proposta por Vieira [8] para determinar o esforço cortante resistente correspondente ao ELU de FMAV em vigas casteladas tem a seguinte expressão:

$$V = \gamma_o \, \chi \, V_p \tag{7}$$

onde:

γ_o é um coeficiente de ponderação, ajustado empiricamente, que leva em conta as incertezas do modelo analítico em relação ao modelo numérico e do modelo numérico em relação ao modelo experimental; para os modelos em que foram desenvolvidas as equações (padrões Litzka, Anglo-Saxão e Peiner), considera-se $\gamma_o = 2(d_g/L)^{0,25}$;

V_p é o esforço cortante de plastificação do modelo;

χ é o fator adimensional de força cortante.

Utilizando resultados numéricos obtidos com um modelo calibrado com resultados experimentais, Vieira [8] elaborou as seguintes equações para cálculo do esforço cortante de plastificação:

- para vigas no padrão LITZKA e PEINER:

$$V_p = 1{,}609\, b_w y_o \left(\frac{t_w}{p}\right)^{1,233} f_y \tag{8}$$

- para vigas no padrão Anglo-Saxão:

$$V_p = 2{,}422\, b_w y_o \left(\frac{t_w}{p}\right)^{1,148} f_y \tag{9}$$

As equações gerais para obtenção de χ são apresentadas a seguir:

$$\chi = \begin{cases} \chi_{pl} = 1 & \text{para} \quad \lambda < \lambda_p \\ \chi_{inel} & \text{para} \quad \lambda_p < \lambda < \lambda_r \\ \chi_{cr} & \text{para} \quad \lambda > \lambda_r \end{cases} \tag{10}$$

Na Eq. **(10)**, λ_p e λ_r são os limites de esbeltez que delimitam a faixa de esbeltezes para as quais a falha se dá por plastificação total da seção, a faixa de esbeltezes para as quais ocorre FMAV em regime inelástico; e a faixa de esbeltezes para as quais ocorre FMAV em regime elástico, como esquematizado na Figura 3.

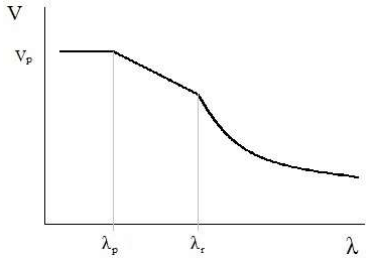


Figura 3 - Curva de flambagem típica

A seguir apresentam-se expressões para o cálculo do fator de força crítica de FMAV (χ_{cr}) em regime elástico para vigas casteladas:

- para vigas padrão LITZKA e PEINER:

$$\chi_{cr} = 27{,}515\left(\frac{E}{f_y}\right)^{0{,}947}\left(\frac{1}{\lambda}\right)^{1{,}830} \qquad \textbf{(11)}$$

- para vigas padrão anglo-saxão:

$$\chi_{cr} = 23{,}416\left(\frac{E}{f_y}\right)^{0{,}883}\left(\frac{1}{\lambda}\right)^{1{,}825} \qquad \textbf{(12)}$$

Para o trecho inelástico da curva, o fator de força para FMAV é dado como:

- para vigas padrão LITZKA e PEINER:

$$\chi_{inel} = \frac{\lambda_r - \chi_r \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} - \frac{\chi_p - \chi_r}{\lambda_r - \lambda_p}\lambda \qquad \textbf{(13)}$$

- para vigas padrão Anglo-Saxão:

$$\chi_{inel} = \chi_r + (\chi_p - \chi_r)\left(\frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_p}\right)^2 \qquad \textbf{(14)}$$

onde χ_p deve ser tomado igual à unidade e χ_r é obtido pela eq.(11) ou eq.(12) , fazendo $\lambda = \lambda_r$.

As expressões propostas por Vieira [8], e apresentadas aqui, foram obtidas com base na hipótese de uma imperfeição de alma de $d_g/100$, valor razoável para as vigas alveolares, conforme constatado em observações do processo de fabricação (VIEIRA, 2015 [8]; GRILO, 2018 [12]; SAKIYAMA, 2018 [14]).

para vigas padrão LITZKA e PEINER com imperfeição inicial igual a dg/100:

$$\lambda_p = 241{,}12 - 6{,}5524\sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \textbf{(15)}$$

$$\lambda_r = 10{,}998\sqrt{\frac{E}{f_y}} - 60{,}640 \quad \textbf{(16)}$$

para vigas padrão Anglo-Saxão com imperfeição inicial igual a dg/100:

$$\lambda_p = 108{,}06 - 3{,}3301\sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \textbf{(17)}$$

$$\lambda_r = 8{,}508\sqrt{\frac{E}{f_y}} - 17{,}150 \quad \textbf{(18)}$$

1.1.1.5 FMAV para vigas celulares

As vigas celulares possuem uma particularidade em relação às casteladas, que é o fato de o diâmetro dos alvéolos (D_0) ser independente do passo p (espaçamento entre os alvéolos). O modelo desenvolvido por Vieira [8], apresentado no tópico precedente, não é capaz de levar em consideração os efeitos decorrentes da variação da relação p/D_0 nas vigas celulares. Por esta razão, Grilo [12] deduziu uma formulação para determinar a força cortante resistente relativa à falha de vigas celulares por FMAV, que se baseia na determinação de uma força cortante horizontal de plastificação e de um fator redutor dessa força, dependente de parâmetros geométricos e das propriedades do aço. Essa formulação é aplicável a vigas celulares de aço com $1{,}1 \leq p/D_0 \leq 1{,}5$, $0{,}5 \leq D_0/d_g \leq 0{,}8$ e λ_{ma} até 200.

Segundo Grilo [12], a força cortante máxima nominal relacionada à FMAV de uma viga celular é dada por:

$$V_{v,Rk} = V_{h,Rk}\left(\frac{2\,y_0}{p}\right) \quad \text{(para esforço cortante constante ao longo do passo dos alvéolos)} \quad \textbf{(19)}$$

onde:

$$y_0 = \frac{d_g}{2} - \frac{b_f\, t_f{}^2 + t_w\, h_t{}^2 - t_w\, t_f{}^2}{2\left(b_f\, t_f + t_w\, h_t - t_w\, t_f\right)} \quad \textbf{(20)}$$

$$h_t = \frac{d_g - D_0}{2} \quad \textbf{(21)}$$

$$V_{h,Rk} = V_{h,p}\, \chi \quad \textbf{(22)}$$

$$V_{h,p} = \beta\, f_y\, \frac{t_w\, b_p{}^2}{\sqrt{3\, b_p{}^2 + 16\, y_p{}^2}} \quad \textbf{(23)}$$

$$y_p = \frac{D_0}{2}\left[0{,}445\left(\frac{p}{D_0}\right)^3 - 2{,}578\left(\frac{p}{D_0}\right)^2 + 4{,}770\left(\frac{p}{D_0}\right) - 2{,}475\right] \quad \textbf{(24)}$$

$$b_p = p - D_0\sqrt{1 - \frac{4\, y_p{}^2}{D_0{}^2}} \quad \textbf{(25)}$$

$$\beta: \begin{cases} \frac{p}{D_0} < 1{,}2 \rightarrow \beta = 1{,}198 - 0{,}42\frac{D_0}{d_g} + \frac{p}{5\, D_0} \\ \frac{p}{D_0} \geq 1{,}2 \rightarrow \beta = 1{,}838 - 0{,}42\frac{D_0}{d_g} - \frac{p}{3\, D_0} \end{cases} \quad \textbf{(26)}$$

$$\chi: \begin{cases} \lambda_0 \geq 1{,}0 \rightarrow \chi = \frac{a}{\lambda_{ma,0}{}^b} \leq 1{,}0 \\ \lambda_0 < 1{,}0 \rightarrow \chi = c.\, d^{\left(\lambda_{ma,0}{}^e\right)} \leq 1{,}0 \end{cases} \quad \textbf{(27)}$$

$$\lambda_{ma,0} = \sqrt{\frac{3\left(p^2 - D_0{}^2\right) f_y}{\pi^2\, t_w{}^2\, E}} \quad \textbf{(28)}$$

Os coeficientes *a*, *b*, *c*, *d*, *e* da Eq.(27) são apresentados na Tabela 1-1 e na Tabela 1-2.

Tabela 1-1: Coeficientes *a* e *b* para as relações D_0/d_g e p/D_0

p/D_0	D_0/d_g							
	0,5		0,6		0,7		0,8	
	a	*B*	*a*	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*
1,1	0,759	1,35	0,798	1,42	0,849	1,47	0,888	1,46
1,2	0,730	1,39	0,791	1,42	0,844	1,44	0,901	1,42
1,3	0,780	1,40	0,836	1,40	0,903	1,39	1,020	1,42
1,4	0,840	1,42	0,909	1,36	0,980	1,34	1,175	1,42
1,5	0,916	1,40	0,970	1,31	1,130	1,33	1,285	1,36

Tabela 1-2: Coeficientes *c*, *d* e *e* para as relações D_0/d_g e p/D_0

p/D_0	D_0/d_g											
	0,5			0,6			0,7			0,8		
	c	*d*	*e*	*c*	*d*	*e*	*c*	*d*	*e*	*c*	*d*	*e*
1,1	1,15	0,660	3,5	1,14	0,700	3,5	1,08	0,786	4,5	1,09	0,815	4,0
1,2	1,42	0,514	2,1	1,13	0,700	3,8	1,11	0,760	3,9	1,14	0,790	3,5
1,3	1,16	0,672	3,5	1,10	0,760	4,5	1,15	0,785	4,0	-	-	-
1,4	1,26	0,667	2,7	1,15	0,790	3,3	1,12	0,870	3,0	-	-	-
1,5	1,09	0,840	5,0	1,09	0,890	4,5	-	-	-	-	-	-

Tanto o modelo de Vieira [8], para vigas casteladas, como o de Grilo [12], para vigas celulares, consistem de uma curva de flambagem que, dependendo da esbeltez do montante de alma, é capaz de estimar a resistência última para flambagem elástica, para flambagem inelástica e para plastificação total da seção do montante por cisalhamento.

1.1.1.6 Flambagem do montante de alma por flexão (FMAF)

Valente [15] propôs um procedimento para verificação da flambagem do montante de alma por flexão em vigas casteladas.

Em determinadas situações, o montante de alma de vigas alveolares pode sofrer falha por flambagem por flexão em torno do eixo de menor inércia do montante (eixo contido no plano da alma do perfil). Considerando que o montante possui largura variável e que essa variação de largura difere de um padrão de castelação para outro, procurou-se elaborar um procedimento simplificado para estimativa da carga de colapso do montante por FMAF, baseado no procedimento clássico de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma barra submetida a força axial de compressão. Para isto, considerou-se o procedimento existente na ABNT NBR 8800:1986 [18], que considera as curvas de flambagem europeias.

A adaptação do cálculo de barras comprimidas da NBR 8800-1986 [18] para o cálculo do Estado Limite de FMAF de vigas casteladas é apresentada a seguir. Como não faz sentido considerar a possibilidade de flambagem local da chapa do montante de alma, suprimiu-se o coeficiente *Q* de flambagem local na formulação a seguir.

Para efeito do ELU de FMAF, o montante de alma é considerado como uma coluna fictícia, axialmente carregada, de comprimento $\ell = d_g - 2t_f$ e seção retangular de área $A_g = b_w \cdot t_w$.

O índice de esbeltez reduzido da barra comprimida é obtido com a expressão:

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi}\frac{K\ell}{r}\sqrt{\frac{f_y}{E}} \qquad (29)$$

onde:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad \textbf{(30)}$$

$$I = \frac{b_w t_w^{\ 3}}{12} \qquad \textbf{(31)}$$

$$K = a - b \cdot \frac{t_f}{t_w}, \text{ onde } \begin{cases} LITZKA & \rightarrow \quad a = 1{,}142 \quad e \quad b = 0{,}182 \\ PEINER & \rightarrow \quad a = 1{,}124 \quad e \quad b = 0{,}179 \\ ANGLO-SAXÃO & \rightarrow \quad a = 1{,}013 \quad e \quad b = 0{,}168 \end{cases} \qquad \textbf{(32)}$$

Os valores de *a* e *b* foram ajustados por meio de regressão de resultados obtidos por análise numérica não-linear.

A força normal resistente (normal à seção do montante comprimido) é dada por:

$$N_n = \rho \ A_g \ f_y \qquad \textbf{(33)}$$

onde:

$$\rho = \beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{1}{\overline{\lambda}^2}} \qquad \textbf{(34)}$$

$$\beta = \frac{1}{2\overline{\lambda}^2}\left[1 + \alpha\sqrt{\overline{\lambda}^2 - 0{,}04} + \overline{\lambda}^2\right] \qquad \textbf{(35)}$$

$$A_g = b_w \, t_w \qquad \textbf{(36)}$$

$\alpha = 0{,}384$, correspondente à curva c da NBR 8800-1986 [18], considerando-se a distribuição de tensão residual mais desfavorável na alma.

Por fim, o esforço cortante máximo no montante é:

$$V_{\max n} = \frac{q_{\max n} L}{2} = \frac{N_n L}{p} \qquad \textbf{(37)}$$

onde:

$$q_{\max n} = 2 \frac{N_n}{p} \qquad \textbf{(38)}$$

em que *p* é o passo da viga e L é o vão da viga.

1.1.1.7 Flambagem lateral com torção (FLT)

O valor do momento fletor de cálculo, seguindo as prescrições da ABNT NBR 8800:2008 [19], é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}} \qquad (39)$$

A obtenção do momento fletor resistente para o estado limite de FLT de vigas alveolares tem como base as prescrições da ABNT NBR 8800:2008 [19] para vigas de alma cheia, porém substituindo-se os parâmetros de esbeltez λ_p e λ_r, relacionados respectivamente à plastificação e ao início do escoamento pelos valores correspondentes de comprimentos destravados, quais sejam, L_p e L_r (ABREU *et al.*, 2010 [20]). Além disso, os seguintes requisitos devem ser atendidos:

- as propriedades geométricas da seção transversal devem ser consideradas na seção vazada, no centro dos alvéolos, com a constante de empenamento determinada conforme Kohnehpooshi e Showkati (2009) [21] apud Abreu et al. (2010) [20] – válido tanto para vigas casteladas como para celulares (BEZERRA, 2011 [3]):

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} \qquad (40)$$

- o valor de L_r deve ser substituído por um valor corrigido, $L_{r,cor}$ = 1,2 L_r ;
- o momento fletor resistente de cálculo deve ser limitado a um valor máximo de 90% do momento de plastificação da seção vazada ($M_{Rd,\text{máx}}$ = 0,9M_{plo}).

Os valores de comprimento limite são dados por:

$$L_p = 1{,}76\, r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (41)$$

$$L_{r,cor} = \frac{1{,}66\sqrt{I_y J}}{J\beta_1}\sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \qquad (42)$$

onde:

J é a constante de torção;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal;

r_y é o raio de giração da seção em relação ao eixo de menor inércia;

β_1 é dado pela Eq. (43):

$$\beta_1 = \frac{0{,}7 f_y W_x}{EJ} \qquad (43)$$

Assim, o momento fletor resistente é dado pelas expressões seguintes, de acordo com o comprimento destravado L_b:

- se $L_b > L_{r,cor}$

$$M_{Rk} = M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y}\left(1 + 0{,}039 \frac{J L_b^2}{C_w}\right)} \qquad (44)$$

- se $L_p < L_b \leq L_{r,cor}$

$$M_{Rk} = M_{cr} = C_b \left[0{,}90 M_{pl} - \left(0{,}90 M_{pl} - M_{r,cor}\right) \frac{L_b - L_p}{L_{r,cor} - L_p} \right] \leq 0{,}90 M_{pl} \qquad (45)$$

- se $L_b \leq L_p$

$$M_{Rk} = 0{,}90\, M_{pl} \qquad (46)$$

onde:

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme conforme a ABNT NBR 8800:2008 [19];

M_{pl} é o momento de plastificação da seção transversal;

$M_{r,cor}$ é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, ajustado em função do valor de $L_{r,cor}$, dado pela eq. **(47)**:

$$M_{r,cor} = \frac{0{,}31E}{L_{r,cor}^2} \sqrt{I_y \left(1000 C_w + 39 J L_b^2\right)} \qquad (47)$$

1.1.1.8 Estado Limite de Serviço de Deslocamentos Excessivos (ELS-DE)

A rigor, para uma viga biapoiada de comprimento *L*, submetida a um carregamento uniformemente distribuído *q*, a flecha total *f* é obtida somando-se as parcelas de deformação decorrentes da ação do momento fletor (*M*) e da força cortate (*V*). Entretanto, para as vigas de alma cheia com seção I a deformação por cisalhamento é muito pequena, podendo ser desprezada sem prejuízo da qualidade do resultado. No caso das vigas alveolares, a deformação por cisalhamento tem magnitude importante, podendo representar até 30% da flecha total da viga. Para facilitar o tratamento do problema, já que as vigas alveolares são vigas de seção

variável, propõe-se utilizar a equação clássica de flecha para vigas biapoiadas, porém substituindo a área e o momento de inércia da seção por uma área e uma inércia equivalentes, que compensem a variação da seção ao longo do vão da viga (Eq. (48)).

$$f = f_M + f_V = \frac{5}{384}\frac{q\ L^4}{E\ I_e} + \frac{q\ L^2}{8\,G\,A_e} \qquad \textbf{(48)}$$

onde:

I_e é a inércia equivalente da viga alveolar;

A_e é a área equivalente da seção alveolar de aço.

A inércia equivalente da viga alveolar de aço (I_e) pode ser determinada utilizando as expressões propostas por Verissimo *et al.* (2010) [22]. Genericamente:

$$I_e = 2\left(A_t\ y_0^2 + I_t\right) + \\ + \frac{t_w}{24}\left[6h_{\exp}^3 + 8h_{\exp}^2 h_p + 3h_{\exp}h_p^2 + \frac{2b_w}{p}\left(h_p + h_{\exp}\right)\left(h_p^2 + 2h_p h_{\exp} + 2h_{\exp}^2\right)\right] \qquad \textbf{(49)}$$

onde h_p e $h_{\exp}$ correspondem às dimensões indicadas na Figura 4.

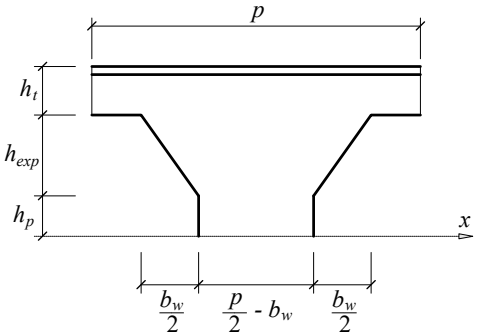


Figura 4 – Elementos geométricos da seção para o cálculo da inércia e da área equivalente para vigas casteladas.

De forma particular a cada padrão, a Eq. (49) assume as seguintes expressões:

- para os padrões LITZKA e PEINER:

$$I_e = 2\left(A_t\ y_0^2 + I_t\right) + t_w\left(\frac{11}{36}h_{\exp}^3 + \frac{4}{9}h_{\exp}^2 h_p + \frac{5}{24}h_{\exp}h_p^2 + \frac{h_p^3}{36}\right) \qquad \textbf{(50)}$$

- para o padrão anglo-saxão:

$$I_e = 2\left(A_t\, y_0^2 + I_t\right) + t_w\left(\frac{187}{648}h_{\exp}^3 + \frac{133}{324}h_{\exp}^2 h_p + \frac{79}{432}h_{\exp}h_p^2 + \frac{25}{1296}h_p^3\right) \quad \textbf{(51)}$$

- para as vigas celulares:

$$I_e = 2\left(A_t\, y_0^2 + I_t\right) + \frac{t_w\, D_o^3}{8}\left(\frac{1}{2} - \frac{b_w}{3\left(D_o + b_w\right)}\right) \quad \textbf{(52)}$$

A determinação de uma expressão para o cálculo da área equivalente na forma fechada é difícil. Uma solução é determinar uma expressão capaz de calcular o inverso da área equivalente. A Eq. (53) fornece uma boa aproximação para o inverso da área equivalente para os padrões Litzka, Peiner, Anglo-Saxão e para as vigas celulares (VERÍSSIMO *et al.*, 2010 [2]).

- para vigas com chapa expansora:

$$\frac{1}{A_e} = \frac{54}{t_w\, y_o^2\, p^2}\frac{G}{E}\left[0{,}20h_{\exp}^3 + 0{,}375h_{\exp}h_p\left(h_{\exp} + 0{,}75h_p\right) + 0{,}125h_p^3\right] + \\ + \frac{0{,}60}{t_w\, y_o^2}\left(2{,}08\,h_{\exp} + 1{,}5h_p\right) + \frac{p^2}{648\, I_t}\frac{G}{E} + \frac{2\, t_w\, y_a^5}{45\, I_t^2} \quad \textbf{(53)}$$

- para vigas sem chapa expansora, a Eq. (53) pode ser simplificada para a Eq. (54):

$$\frac{1}{A_e} = \frac{10{,}8h_{\exp}^3}{t_w\, y_0^2\, p^2}\frac{G}{E} + \frac{1{,}248\,h_{\exp}}{t_w y_0^2} + \frac{p^2}{648\, I_t}\frac{G}{E} + \frac{2\, t_w\, y_a^5}{45\, I_t^2} \quad \textbf{(54)}$$

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este trabalho é a conclusão de um projeto de desenvolvimento tecnológico financiado pelo CNPQ, que previa a implementação de dois aplicativos computacionais para o auxílio ao projeto de estruturas com perfis de aço alveolares.

O projeto e o dimensionamento de perfis alveolares se justificam apenas com o auxílio de ferramentas computacionais, devido à complexidade da formulação que decorre do fato desses elementos estruturais possuírem seção variável. Esta particularidade, além de implicar na variação de propriedades importantes para o cálculo estrutural, como área e inércia, também origina problemas de concentração de tensões e interação entre esforços que não ocorrem nos perfis usuais de alma cheia, demandando modelos matemáticos mais sofisticados para representação dos fenômenos em causa.

Nos tópicos subsequentes, apresenta-se uma descrição dos dois aplicativos desenvolvidos para apoio ao projeto de estruturas metálicas com perfis alveolares.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 FERRAMENTA PARA AUXÍLIO AO PROJETO GEOMÉTRICO DE VIGAS ALVEOLARES

O Brasil ainda não tem aproveitado as vantagens das vigas alveolares na construção de estruturas de aço, principalmente pela falta de conhecimento de como as vigas alveolares funcionam e também pela falta de especificações técnicas e de ferramentas adequadas de projeto. Em diversos países do 1º mundo as vigas alveolares são largamente utilizadas.

Quando se pensa em utilizar perfis alveolares, um dos primeiros problemas que surgem é definir o desenho para o corte do perfil original e o comprimento do perfil original. Solucionar esse problema nem sempre é simples, ainda mais quando se trata de um perfil de eixo curvo.

Oliveira [5] avaliou criteriosamente o problema do projeto geométrico de perfis alveolares, realizando um amplo estudo que englobou os principais padrões de vigas casteladas e as vigas celulares, além de avaliar a adequação dessas vigas para sistemas de piso e de cobertura, e resultou num conjunto de procedimentos para a definição dos parâmetros geométricos de projeto do perfil. Esses procedimentos foram implementados num aplicativo computacional denominado ABDrawer (*Alveolar Beam Drawer*), com o objetivo de produzir uma ferramenta capaz de tornar ágil o processo de geração da geometria de um perfil alveolar e determinar as propriedades mecânicas da seção transversal, importantes para a verificação do desempenho estrutural.

O software ABDrawer foi desenvolvido pelos autores deste trabalho para facilitar o detalhamento de vigas celulares e casteladas seguindo o padrão de pré-dimensionamento proposto por Oliveira [5]. Este detalhamento serve tanto para facilitar a fabricação de vigas alveolares como também para a verificação do seu desempenho estrutural.

O ABDrawer é uma ferramenta simples, na qual o usuário seleciona o sistema estrutural onde a viga será utilizada (sistema de piso ou de cobertura), o vão do projeto, a flecha de projeto (se existir) e o padrão de castelação (Litzka, Peiner, Anglo-Saxão ou celular), e o programa gera não apenas o desenho final da viga mas, também, todas as suas propriedades geométricas necessárias à verificação da segurança frente aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço.

Com o software ABDrawer, o processo de detalhar vigas alveolares, tanto para a fabricação quanto para o projeto de engenharia, é automatizado, reduzindo o tempo e o esforço gastos no processo.

O ABDrawer também incorpora recursos úteis que permitem ao usuário a exportação do desenho da viga para outros programas de edição de textos e de projeto assistido por computador, nos formatos Windows Metafile e DXF. Assim, o usuário pode abrir o desenho em um software de CAD, por exemplo, para continuar o seu detalhamento em um projeto.

O ABDrawer visa o desenho final de uma viga alveolar, para uma dada estrutura, com um vão de projeto definido, com ou sem flecha, de um dos padrões de castelação usuais.

Na Figura 5 é mostrada uma imagem da janela principal do programa ABDrawer.

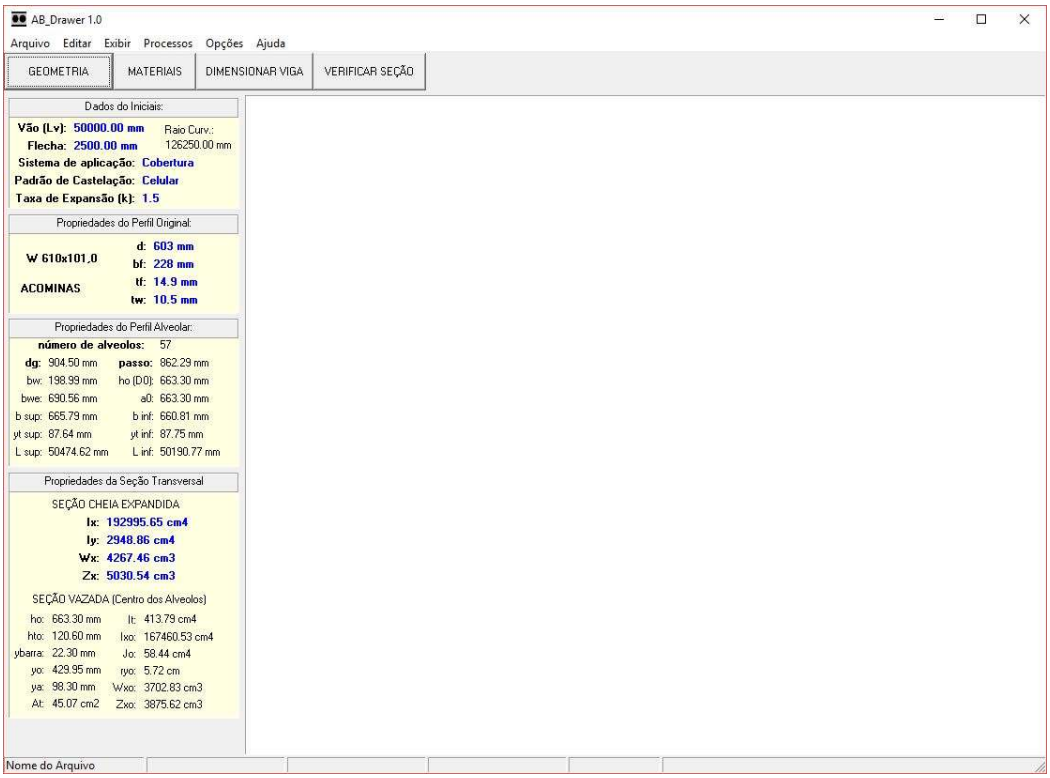


Figura 5 – Aspecto da interface do Software ABDrawer 1.0

O botão GEOMETRIA dá acesso ao módulo de entrada de dados e geração do desenho do perfil alveolar. O botão DIMENSIONAMENTO dá acesso ao módulo que faz a verificação dos estados limites.

A entrada de dados é feita através de uma sequência de janelas nas quais o usuário pode navegar. Na primeira janela, mostrada na Figura 6, são informados os dados iniciais: tipologia da geometria dos alvéolos, vão e flecha, além de algumas informações de identificação do projeto.

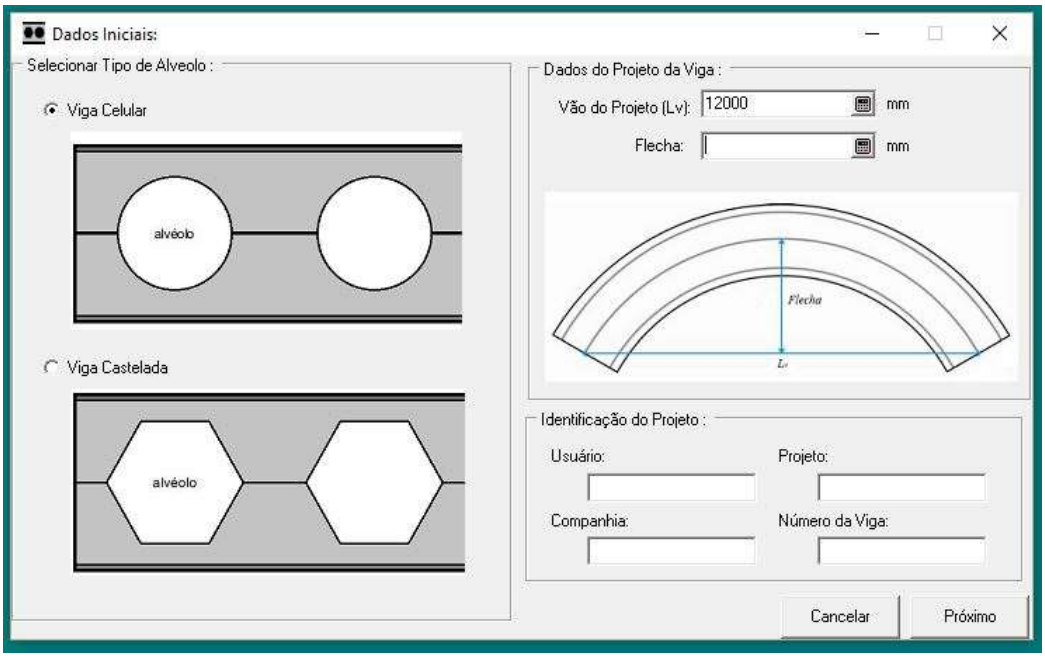


Figura 6 – Janela de entrada dos dados iniciais.

Usando o botão **Próximo**, o usuário acessa a janela seguinte que facilita a seleção do perfil. Duas janelas diferentes podem abrir; se a opção **Viga Celular** foi selecionada, uma janela para a entrada de vigas celulares é aberta. Se a opção selecionada foi **Viga Castelada** , abre-se uma janela própria para vigas casteladas.

Para as vigas celulares, por exemplo (Figura 7), o usuário deve informar a Taxa de Expansão (*k*) e o sistema estrutural para o qual viga se destina (sistema de piso ou sistema de cobertura).

Nesta etapa, o software recomendará a altura (*d*) do perfil original a ser castelado (altura sugerida para o perfil de alma cheia). O usuário deverá escolher, de um catálogo disponível no próprio software, um perfil com altura próxima à sugerida. Feito isso, o programa informará alguns dados geométricos da viga celular após a castelação e o usuário pode neste momento escolher mudar algum valor de entrada, para mudar algum resultado que deseja, ou então clicar em **Próximo** para gerar o desenho da viga celular numa janela própria (Figura 8).

Vale ressaltar que, caso se trate de uma viga de eixo curvo, será necessário, na prática, cortar dois perfis com alvéolos de diferentes dimensões, um menor e um maior, e conjugar a metade de um com a metade de outro, a fim de, por meio da curvatura e consequente deformação dos alvéolos (um abre e o outro fecha) compatibilizar os diâmetros dos semi-alvéolos formados. O software calcula a diferença entre os diâmetros do alvéolo menor e do maior, relacionados à curvatura resultante da viga, prevista para a flecha informada.

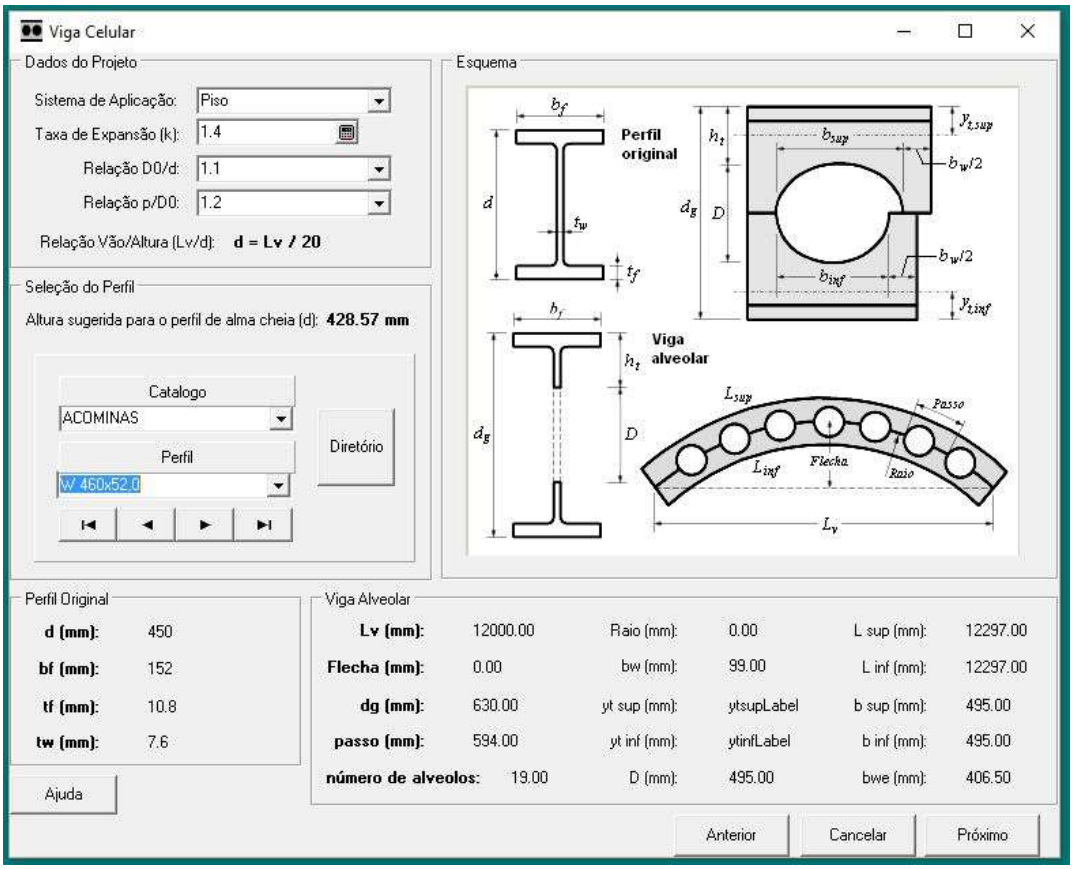


Figura 7 – Janela para entrada de dados de vigas celulares.

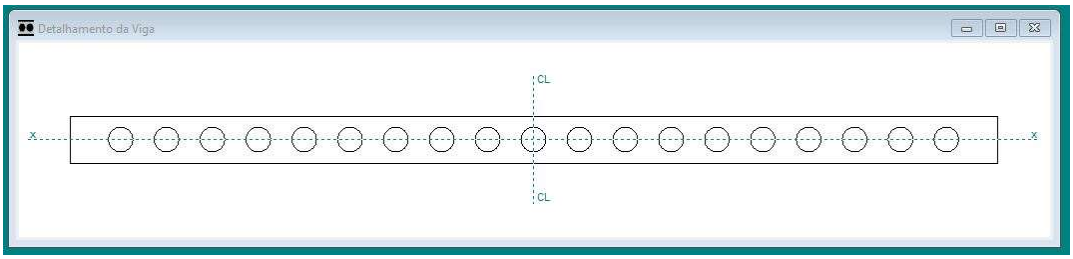


Figura 8 – Desenho de uma viga celular de eixo reto.

Uma vez gerado o desenho da viga, se o usuário clicar com o botão direito do mouse em qualquer lugar da janela abre-se um *pop-up menu* com três opções:

- **Salvar Detalhamento –** salva o desenho num arquivo em formato METAFILE;

- **Copiar para Clipboard -** o desenho é copiado para a área de transferência do *Windows*, podendo ser colado em algum editor de textos;

- mudar a palheta de cores do desenho (fundo claro ou fundo escuro).

Na Figura 9 é apresentado o desenho gerado pelo ABDrawer, de uma viga celular de eixo curvo.

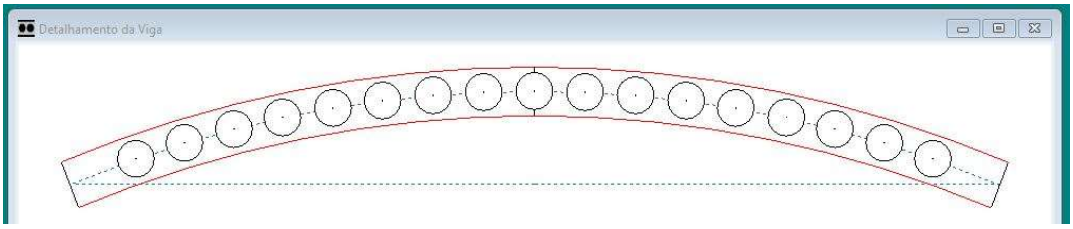


Figura 9 – Desenho de uma viga celular de eixo curvo gerado pelo ABDrawer.

Para vigas casteladas, o usuário deve informar o padrão de castelação (Litzka, Peiner ou Anglo-Saxão) a taxa de expanção (*k*) e o sistema estrutural para o qual viga se destina (sistema de piso ou sistema de cobertura). O software recomendará a altura (*d*) do perfil original que deverá ser castelado (altura sugerida para o perfil de alma cheia).

Na Figura 10 é apresentada a janela de configuração de uma viga castelada com 15,0 m de vão:

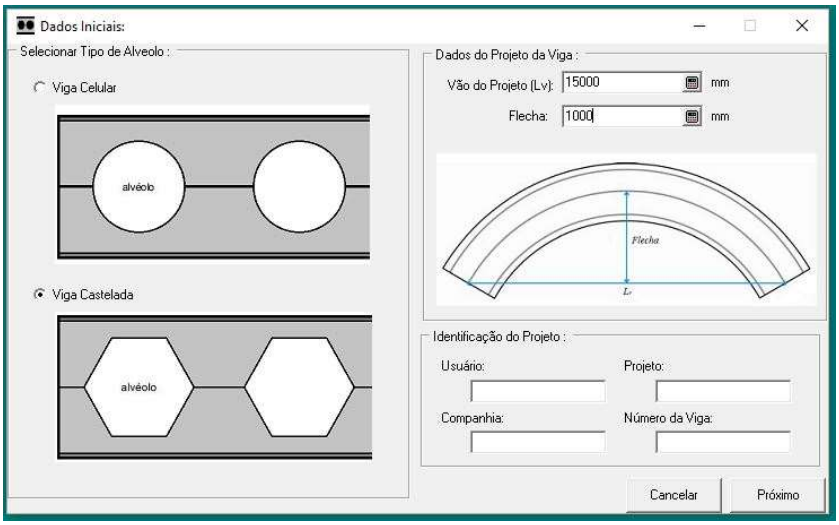


Figura 10 – Dados para especificação de uma viga castelada de eixo curvo, com 15,0 m de vão e flecha de 1,0 m.

Na janela seguinte (ver Figura 11) são definidos o padrão de castelação, a taxa de expansão e o perfil original.

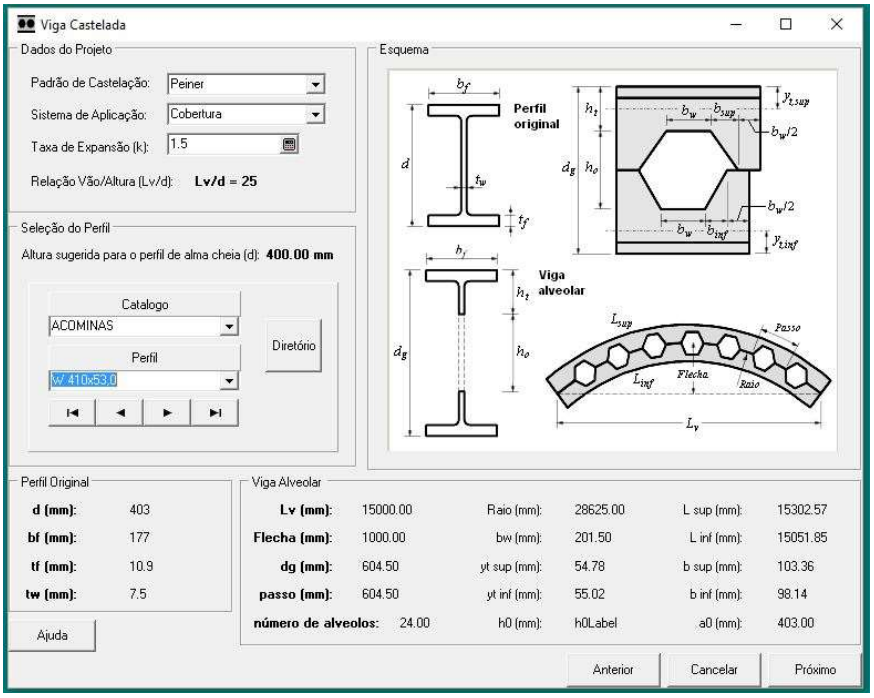


Figura 11 – Definição do perfil original para uma viga castelada padrão Peiner com 15,0 m de vão.

Após definidos todos os parâmetros de entrada, o da viga é apresentado.

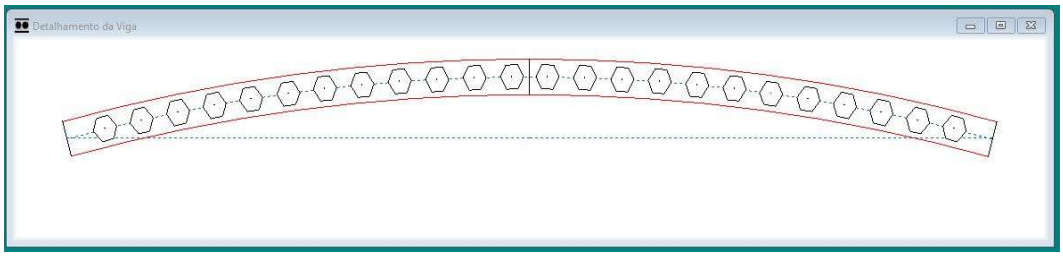
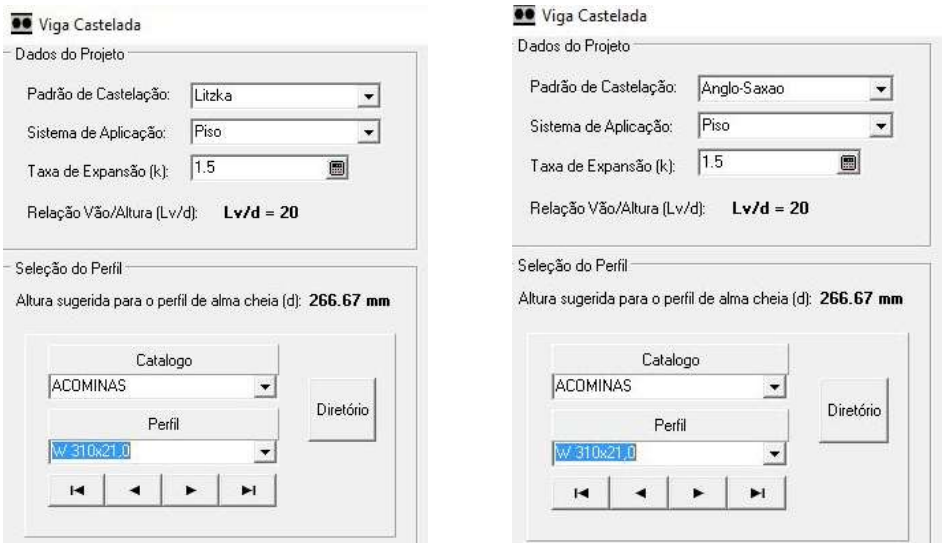


Figura 12 – Desenho de uma viga castelada padrão Peiner de eixo curvo, com 15 m de vão e 1,0 m de flecha, gerado pelo ABDrawer.

O desenho exibido na Figura 12 demonstra como o software facilita o trabalho do engenheiro ou do arquiteto. Num caso como o mostrado na figura, em que a viga possui eixo curvo e alvéolos hexagonais, cada alvéolo está rotacionado de um pequeno ângulo diferente, o que dificulta consideravelmente o desenho manual devido à dificuldade de se encontrar a posição precisa dos vértices dos hexágonos, cada um com uma orientação diferente.

Na Figura 13 são apresentados os parâmetros definidos para a geração do desenho de uma viga castelada de eixo reto, com 8 m de vão, em padrão Litzka e em padrão Anglo-Saxão.



(a) (b)

Figura 13 – Janelas de configuração de uma viga castelada: (a) padrão Litzka; (b) padrão Anglo-Saxão.

Na Figura 14 e na Figura 15 são mostrados, respectivamente, os desenhos gerados para uma viga castelada com 8,0 m de vão, a primeira no padrão Litzka e a segunda no padrão Anglo-Saxão. Pode-se notar a diferença dos dois padrões: o Litzka tem alvéolos mais largos, e consequente mais espaçados, do que o padrão anglo-saxão.

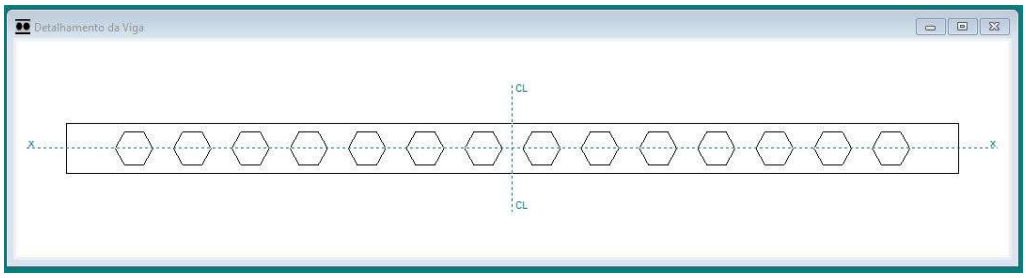


Figura 14 – Detalhamento da Viga do Exemplo 3 com padrão Litzka

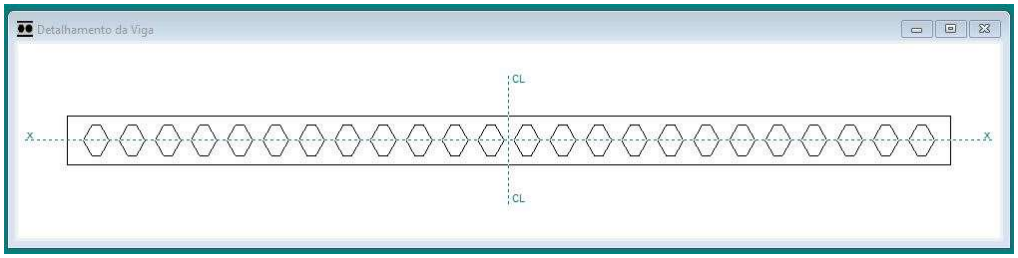


Figura 15 – Detalhamento da Viga do Exemplo 3 com padrão anglo-saxão.

3.2 FERRAMENTA PARA AUXÍLIO AO PROJETO ESTRUTURAL DE VIGAS ALVEOLARES

Nesta seção é descrito o aplicativo ABDesigner, uma ferramenta computacional especialmente desenvolvida para acelerar o processo de verificação da segurança das vigas alveolares frente aos Estados Limites Últimos e de Serviço aplicáveis, que pode ser incorporada ao aplicativo ABDrawer.

Após a geração do projeto geométrico da viga no ABDrawer, sua seção, tipo de castelação e propriedades geométricas estão disponíveis para as verificações de desempenho estrutural. O botão DIMENSIONAMENTO aciona o módulo ABDesigner, no qual o usuário informa a posição e os valores de eventuais cargas concentradas e/ou distribuídas na viga. O software admite apenas a condição de apoio de extremidades rotuladas. Após informar as cargas e os respectivos fatores de ponderação, o usuário pode ordenar o cálculo da viga, clicando no botão CALCULAR. O software calcula os esforços solicitantes na viga e apresenta os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes, como mostrado na Figura 16.

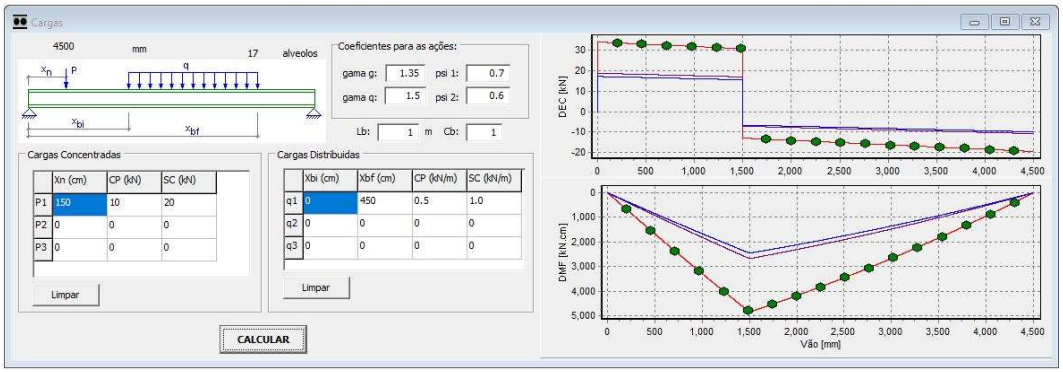


Figura 16 - Janela para especificação do carregamento no ABDesigner.

Em seguida, o software dispõe, automaticamente, os resultados da análise dos ELU e ELS em janelas. A janela "Formação Mecanismo Plástico" apresenta os resultados para a verificação do ELU de Formação do Mecanismo Plástico (Figura 17).

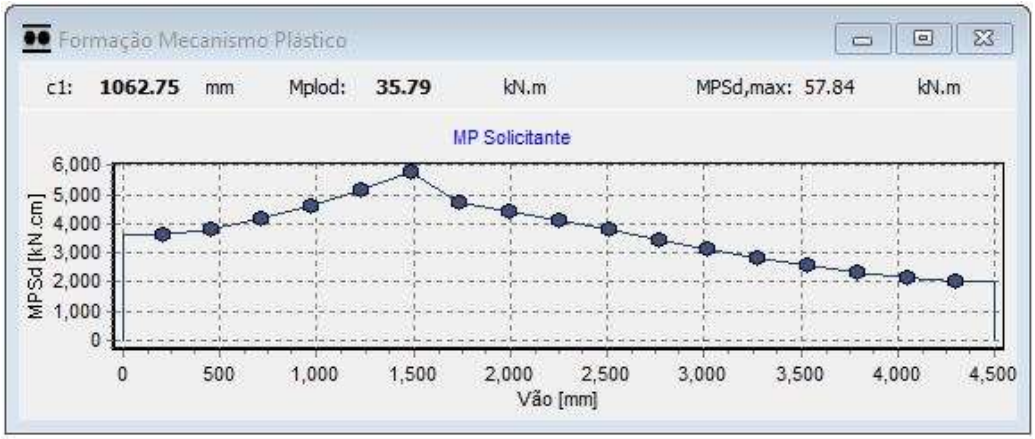


Figura 17 – Resultados para o ELU de Formação Mecanismo Plástico.

O esforço solicitante mostrado no gráfico da Figura 17 é o resultado da interação Momento/Cortante na seção transversal correspondente ao centro de cada alvéolo da viga.

Na Figura 18 são mostradas as janelas para os resultados dos ELU de FMAV e FLT.

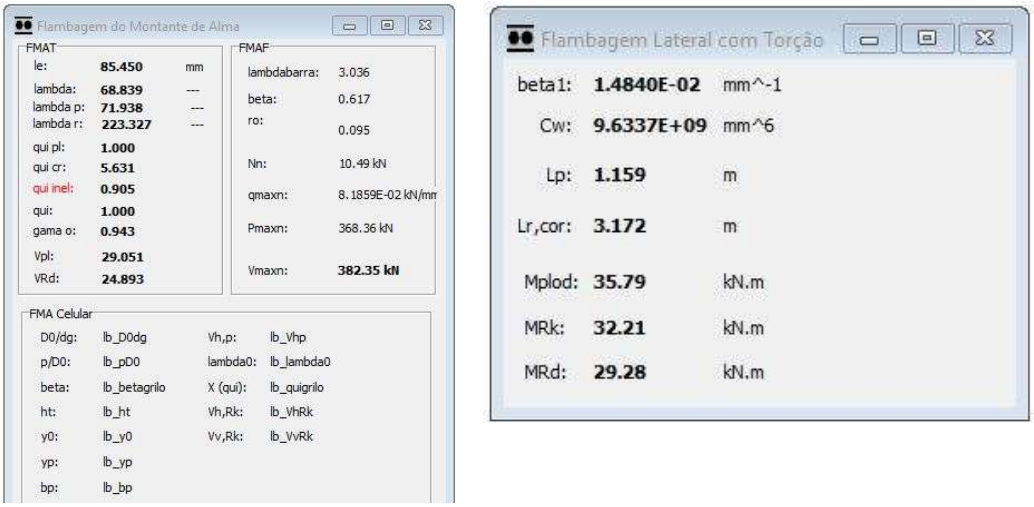


Figura 18 – Resultados para os ELU de FMAV e FLT.

Na Figura 19 é mostrada uma imagem da janela que exibe os resultados correspondentes ao ELS-DE, mostrando não apenas os deslocamentos totais mas também a parcela dos deslocamentos relacionada com cada parcela do carregamento.

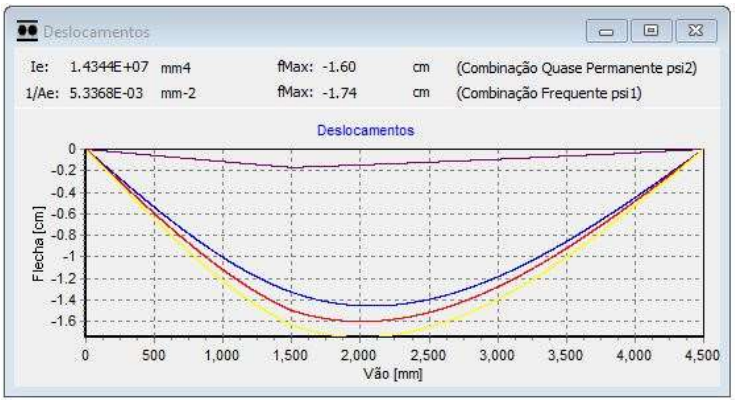


Figura 19 – Resultados para o ELS de Deslocamentos Excessivos.

4 CONCLUSÃO

Neste trabalho são apresentadas duas ferramentas computacionais para projeto e cálculo de vigas alveolares de aço, a partir dos modelos e procedimentos propostos recentemente por pesquisadores da UFV e da UFMG da área de estruturas de aço.

Uma das ferramentas auxilia no projeto básico de fabricação, automatizando cálculos trabalhosos e proporcionando a engenheiros ou arquitetos vários recursos que auxiliam na tomada de decisão durante o projeto.

A outra ferramenta auxilia na verificação da segurança de vigas alveolares quantos aos Estados Limites Últimos e Estados limites de Serviço aplicáveis. Devido à sua geometria complexa, a verificação da capacidade resistente para os diversos modos de falha possíveis, bem como da rigidez, das vigas alveolares é trabalhosa, exigindo grande quantidade de cálculos. Utilizando soluções particularizadas para alguns padrões usuais de vigas alveolares, implementou-se um algoritmo eficiente capaz de fazer todas as verificações necessárias com rapidez e precisão, permitindo ao engenheiro verificar diversas configurações geométricas, de modo a alcançar um dimensionamento econômico e seguro.

Além de serem úteis para a prática profissional dos engenheiros de estruturas, as ferramentas desenvolvidas são também apropriadas para a pesquisa científica, na medida em que permitem realizar estudos paramétricos cujos resultados possibilitam a análise do comportamento das vigas alveolares sob diversas condições de utilização.

O resultado do trabalho representa uma contribuição importante para o meio técnico brasileiro, num momento de crescimento do setor da construção em aço, de modo que as empresas da cadeia de produção deste setor tenham à disposição tecnologias modernas para atender às demandas de projetos e de soluções de engenharia para as construções em geral e obras de infraestrutura.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq, à Fapemig, à CAPES e à FUNARBE pelo apoio, sem o qual esta pesquisa não poderia ter sido realizada.

REFERÊNCIAS

[1] VIEIRA, W. B. Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas casteladas de aço com ênfase na flambagem do montante de alma. Dissertação de Mestrado, UFV. Viçosa, 2011.

[2] SILVEIRA, E. G. Avaliação do comportamento estrutural de vigas alveolares de aço com ênfase nos modos de colapso por plastificação. Dissertação de Mestrado, UFV. Viçosa, 2011.

[3] BEZERRA, E. M. Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas. Dissertação de Mestrado, UFMG. Belo Horizonte, 2011.

[4] ABREU, L. M. P. Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço celulares. Dissertação de Mestrado, UFMG. Belo Horizonte, 2011.

[5] 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.

[6] FERRARI, G. A. Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto. Dissertação de Mestrado, UFV. Viçosa, 2013.

[7] VIEIRA, H. C. Análise numérica da flambagem do montante de alma devida ao cisalhamento em vigas de aço celulares. Dissertação de Mestrado, UFMG. Belo Horizonte, 2014.

[8] VIEIRA, W. B. Estudo numérico-experimental da flambagem do montante de alma em vigas casteladas de aço. Tese de Doutorado, UFV. Viçosa, 2015.

[9] GONÇALVES, A. B. Modelo analítico para dimensionamento de vigas alveolares mistas de aço e concreto. Dissertação de Mestrado, UFV. Viçosa, 2015.

[10] TEIXEIRA, F. B. Análise numérica de vigas alveolares. Dissertação (mestrado) -Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2017.

[11] JUSTINO, L.G. Analise da flambagem do montante de alma por cisalhamento em vigas casteladas em situação de incêndio. Dissertação de Mestrado, UFV. Viçosa, 2018.

[12] GRILO, L. F. Formulação para determinação da força cortante resistente de flambagem do montante de alma para vigas celulares de aço. Tese de Doutorado, UFMG. Belo Horizonte, 2018

[13] NEVES, P.A.C. Avaliação do desempenho estrutural de perfis castelados de aço sob compressão axial. Dissertação de Mestrado, UFV. Viçosa, 2018.

[14] SAKIYAMA, E.K.H. Estudo numérico-experimental da flambagem do montante de alma por cisalhamento em vigas casteladas soldadas. Dissertação de Mestrado, UFV. Viçosa, 2018.

[15] 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, UFV. Viçosa, 2018.

[16] KERDAL, D.; NETHERCOT D. A. Failure modes for castellated beams. Journal of Constructional Steel. Research. p. 295-315; 1984.

[17] LAWSON, R. M.; LIM, J.; HICKS, S. J. S. W. I. Design of composite asymmetric cellular beams with large web openings. Journal of Constructional Steel Research, v. 62, p. 614-629, 2006.

[18] ABNT NBR 8800:1986. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 1986.

[19] ABNT NBR 8800:2008. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2008.

[20] ABREU, L. M. P. D.; FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. D. C. E. Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço celulares. Mecánica Computacional, Buenos Aires, Argentina, v. XXIX, p. 7255-7271, Novembro 2010.

[21] KOHNEHPOOSHI, O.; SHOWKATI, H. Numerical and structural behavior of elastic castellated section. European Journal of Scientific Research, v. 2, p. 306-318, 2009.

[22] VERÍSSIMO, G. S.; PAES, J. L. R.; FAKURY, R. H.; RODRIGUES, F. C. Estudo de vigas de aço alveolares fabricadas a partir de perfis laminados brasileiros. Relatório de Pesquisa. Registro FAPEMIG: TEC-APQ-01429-08. Registro UFV: 30157258412. UFV, Viçosa, MG, Brasil, Outubro de 2010.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

IMPLEMENTAÇÃO DE FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA O PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM AÇO*

Stefâny Kristina Lopes da Rocha [1]
Juliana da Cruz Vianna Pires [2]
Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani [3]

Resumo

A elaboração de mecanismos que possibilitem estimar as dimensões dos elementos estruturais de modo rápido e prático motivou o desenvolvimento de uma ferramenta computacional, chamada Metal Fácil, cujo objetivo principal era facilitar e estimular os arquitetos quanto à concepção de projetos em aço. Trata-se de ferramenta prática e didática para o lançamento e pré-dimensionamento de estruturas em aço de edifícios de múltiplos andares. Assim, o Metal Fácil possibilita uma melhora na reciprocidade entre os trabalhos dos arquitetos e engenheiros, o que reduz as interferências no projeto arquitetônico. O programa considera sistemas de pisos compostos por lajes mistas e vigas em aço calculando o perfil de aço adequado às vigas tendo como base as informações inseridas pelo usuário. Também pré-dimensiona pilares de aço submetidos à compressão simples. Neste trabalho, visando ampliar a aplicação do programa, módulos adicionais foram incorporados para viabilizar a sua utilização em outras possibilidades de distribuição de vigas de piso, para incluir também estruturas em balanço, que não foram contemplados na primeira versão. Para subsidiar à implementação computacional, realizada no Visual Basic Applications 7.1, fluxogramas de pré-dimensionamento dos elementos estruturais foram elaborados. As implementações foram validadas comprovando a eficiência para o pré-dimensionamento ao qual foi proposto.

Palavras-chave: Estruturas de Aço; Pré-dimensionamento; Programa Computacional; Metal Fácil.

IMPLEMENTATION OF COMPUTATIONAL TOOL FOR PRELIMINARY DESIGN OF STEEL STRUCTURAL ELEMENTS

Abstract

The elaboration of mechanisms that allow to estimate the sizes of the structural elements quickly motivated the development of a computational tool, called Metal Fácil, whose main objective was to stimulate the architects to design steel structures. It is a practical and didactic tool for the launching and preliminary design of multi-storey steel frame buildings. Thus, Metal Fácil enables an improvement in the reciprocity between the works of the architects and engineers, which reduces the interferences in the architectural design. The program considers floor systems comprise of composite slabs and steel beams and calculates the appropriated steel section of the beams based on the information entered by the user. It also runs the preliminary design of steel columns subjected to simple compression. In this work, in order to extend the application of the program, additional modules were incorporated to enable its use in other

possibilities of distribution of floor beams, to also include cantilever beams, which were not contemplated in the first version. To support the computational implementation, performed in Visual Basic Applications 7.1, preliminary design flowcharts of the structural elements were elaborated. The implementations were validated proving the efficiency for the preliminary design to which it was proposed.

Keywords: Steel Structures; Preliminar Design; Computacional Program; Metál Fácil.

[1] Estudante de Graduação, Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, Doutor, Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Doutor, Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A construção em aço apresenta inúmeras vantagens quanto sua utilização como estrutura. Entre muitas, podem-se citar o menor prazo de execução, a maior precisão construtiva, menor desperdício de material, alívio de cargas na fundação, por ser um material mais leve, quase nenhuma utilização de madeira, facilidade de transporte e manuseio, baixo custo de manutenção. Isso garante menor gasto e rapidez no retorno do capital investido dependendo da edificação. Além de possibilitar maiores vãos ganhando em área útil, e liberdade de expressão no projeto de arquitetura. E não esquecendo suas vantagens associadas à preservação do meio ambiente: boas condições de transporte do material, pouco barulho, pouca poeira e pouco desperdício na construção, o aço é um material totalmente reciclável.

O país é um dos grandes produtores mundiais de aço, possuindo usinas siderúrgicas reconhecidas internacionalmente, muitas das quais fabricam, além do próprio aço, também perfis estruturais, FAKURY [1]. A engenharia brasileira encontra-se capacitada para produzir grandes obras com estruturas em aço, entretanto, carece de uma reciprocidade entre o trabalho do arquiteto e do calculista. [...] é importante que o projeto seja concebido desde o início pensando na utilização do aço, e não seja apenas uma adaptação de um projeto originalmente concebido para outro tipo de construção, BELLEI [2].

O arquiteto, ao conceber um projeto estrutural seja em aço ou qualquer outro tipo de material, necessita do maior número possível de informações sobre o material, seu comportamento, desempenho, limitações, etc., a fim de serem estabelecidas especificações adequadas [...], MANCINI [3]. Como também se ressentem da falta de ferramentas que permitam, de modo rápido e prático, estimar as dimensões necessárias dos elementos, de modo a possibilitar-lhes não somente a perspectiva de análise das interferências no projeto arquitetônico, mas, sobretudo a percepção, embora simplificada, das implicações relativas à utilização de tais elementos no comportamento global da estrutura e do consequente consumo de aço, MANCINI [3]. Buscando atender esta demanda, um método foi desenvolvido por Ribeiro [4], na forma de uma ferramenta computacional chamada Metal Fácil. Desenvolvida para facilitar o lançamento da estrutura em aço e o pré-dimensionamento dos seus elementos estruturais.

Esta ferramenta computacional, desenvolvida para o lançamento de estruturas de edifícios de múltiplos andares, foi estudada e implementações, como verificações no pré-dimensionamento, foram realizadas objetivando uma versão mais completa da mesma. Assim, este artigo aborda essas implementações e todos os detalhes para a compreensão acerca dessa ferramenta.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O programa Metal Fácil engloba a solução estrutural de lajes mistas de aço e concreto (Steel Deck) apoiadas em vigas e pilares de aço para estruturas de edifícios de múltiplos andares. O lançamento dessa estrutura e o pré-dimensionamento de seus elementos estruturais são feitos no programa. A seguir, são explicitados os procedimentos para realização dessas funções.

2.1 Metodologia de lançamento dos elementos estruturais

As lajes mistas de aço e concreto são definidas como unidirecionais. Um layout típico para as vigas de piso desse sistema, consiste em uma série de vigas paralelas, denominadas secundárias, com espaçamentos uniformes dependendo da capacidade de resistência da laje. As vigas

secundárias trabalham em conjunto com as vigas primárias, e essa união de vigas com a laje é chamada de módulo (Figura 1), MACDONALD [5].

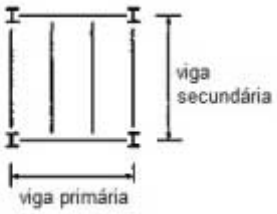
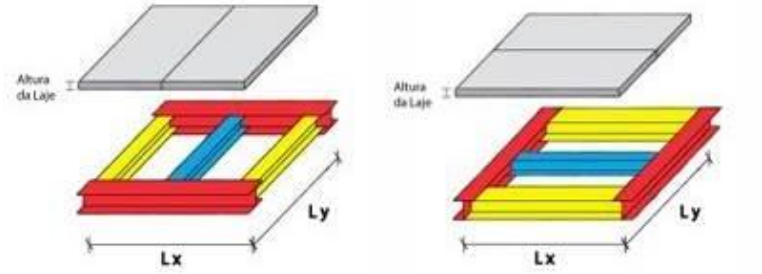


Figura 1 – Módulo básico de sistemas de piso. Fonte: adaptada de MACDONALD [5]

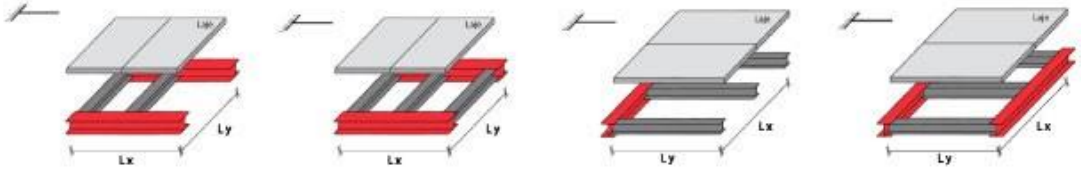
O programa foi desenvolvido considerando a utilização de módulos e contempla duas opções de distribuição das vigas de piso, transversal e longitudinal com base na edificação. Alternativas que receberam nomenclaturas específicas para identificação e utilização da ferramenta computacional (Figura 2).



(a) (b)

Figura 1 - Possibilidades de distribuição de vigas de piso: (a) distribuição de vigas de piso I e (b) distribuição de vigas de piso II. Fonte: Acervo pessoal.

Nomenclaturas para os tipos de disposições das vigas de piso dos módulos em balanço também foram especificadas para a utilização do programa. Na Figura 3 é possível visualizar os 4 tipos implementados.

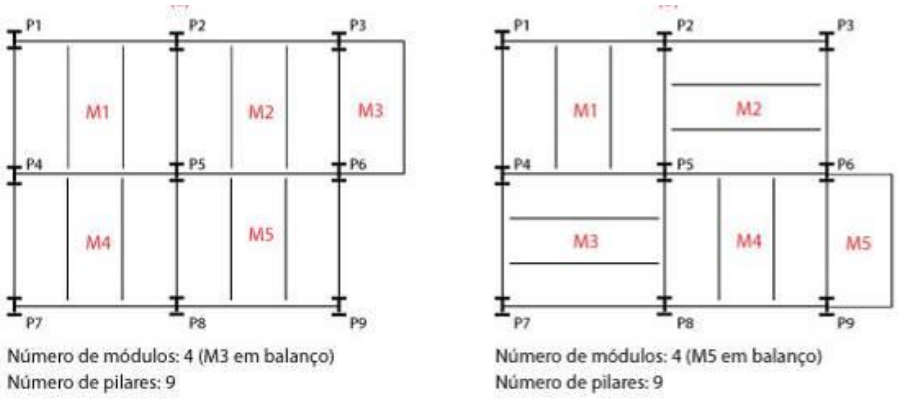


I(a) I(b) II(a) II(b)

Figura 3 - Tipos de disposições de vigas de piso do módulo em balanço: I (a) e I (b) apresentando vigas primárias engastadas, II (a) e II (b) com vigas secundárias engastadas. Fonte: Acervo pessoal.

No pré-dimensionamento das vigas e pilares em aço de edifício de múltiplos andares, o programa considera o pavimento tipo. O pavimento deve ser modulado identificando a numeração de cada módulo e seus pilares conforme exemplificado na Figura 4(a) e 4(b),

facilitando assim o uso correto do programa na inserção dos módulos. A modulação também pode considerar módulos em balanço.



(a) (b)

Figura 4 - Esquema de modulação e numeração do pavimento tipo, (a) apresentando uma mesma distribuição de vigas de piso e (b) com diferentes distribuições de vigas de piso. Fonte: Acervo pessoal.

Na modulação, o usuário deve ter em mente que o programa computacional considera alguns posicionamentos dos módulos em relação ao layout do pavimento e à quantidade de módulos vizinhos, havendo possibilidades diferentes se o módulo é bi-apoiado ou em balanço. O programa conta com 6 possíveis formas de posicionamento para os bi-apoiados (nomenclaturas: a, b, c, d, e, f) e 3 para os em balanço (nomenclaturas: a, b, c acrescido com "em balanço") e sua escolha pode ser realizada nas janelas mostradas nas Figuras 5(a) ou 5(b), respectivamente.

(a) (b)

Figura 5. Possíveis posicionamentos do módulo em relação ao número de módulos vizinhos, (a) para os módulos em balanço; (b) para os módulos bi-apoiados. Fonte: Acervo pessoal.

A configuração do módulo básico foi implementada desde a possibilidade de duas a cinco vigas secundárias e duas vigas primárias, no caso dos módulos bi-apoiados, e até uma viga primária para os tipos II (a) e II (b) dos módulos em balanço. O número disponível de vigas secundárias se justifica, pois, a dimensão máxima das lajes mistas Steel deck do catálogo METFORM [6], que foi implementado no banco de dados do "Metal Fácil", é de 4m e considerando quatro painéis a

viga primária seria de 16m. Acima de 16m, vigas treliçadas se tornam uma solução mais econômica, mas esse tipo de viga não está incluído na ferramenta computacional.

2.2 Programa implementado

Na implementação do programa houve a consideração dos conceitos já empregados na versão anterior e alguns acréscimos para aprimorar o pré-dimensionamento. Isso contribuiu na criação de mais interfaces de interação com o usuário. Esses elementos são discutidos a seguir.

2.2.1 Visão geral e conceitos empregados

O programa computacional Metal Fácil foi desenvolvido e implementado através da linguagem de programação VBA (*Visual Basic for Applications)* do Excel. Ele possibilita o lançamento de um pavimento tipo de edificação de múltiplos andares em aço através de sua modulação e o pré-dimensionamento de seus elementos estruturais, lajes mistas de aço e concreto, vigas e pilares, tendo como base de entrada o carregamento, permanente e variável (uso da edificação), da laje pelo usuário. Também possibilita o pré-dimensionamento de pilares isolados informando o carregamento.

Alguns conceitos e considerações foram impostas no pré-dimensionamento dos elementos estruturais em aço e continuaram após a implementação:

- Os conceitos de largura e área de influência são utilizados para definição do carregamento das vigas e pilares, respectivamente, e posterior avaliação dos esforços solicitantes;
- Pilares somente pré-dimensionados à compressão simples;
- Os perfis de aço laminados presente no banco de dados do programa são compactos, ou seja, não são sujeitos à flambagem local na alma ou mesa, não sendo necessário a verificação desse estado limite;
- Os perfis soldados de seção I confeccionados pelo usuário também devem ser compactos para a verificação do mesmo ao carregamento solicitante;
- Estado limite último (ELU) de plastificação da seção (rótula plástica) e flambagem lateral por torção (FLT) foram verificados, como o estado limite de serviço referente a flecha máxima.
- O princípio da superposição dos efeitos foi utilizado na implementação do código para cálculo do momento fletor e flecha das vigas considerando as possibilidades de distribuição das vigas do piso.

Conectores de cisalhamento foi considerado somente nas vigas secundárias, não sendo necessário a verificação FLT, uma vez que essa situação contribui para um travamento lateral contínuo (comprimento destravado nulo).

2.2.2 Janelas de interfaces

A versão implementada do Metal Fácil possui ao total 45 janelas de interfaces com o usuário. Algumas simplesmente com funções de visualização de exemplos esquemáticos e relatórios, e outras para inserções de dados pelo usuário.

A Figura 6 representa um fluxograma da sequência funcional do programa, sendo brevemente explicada a seguir.

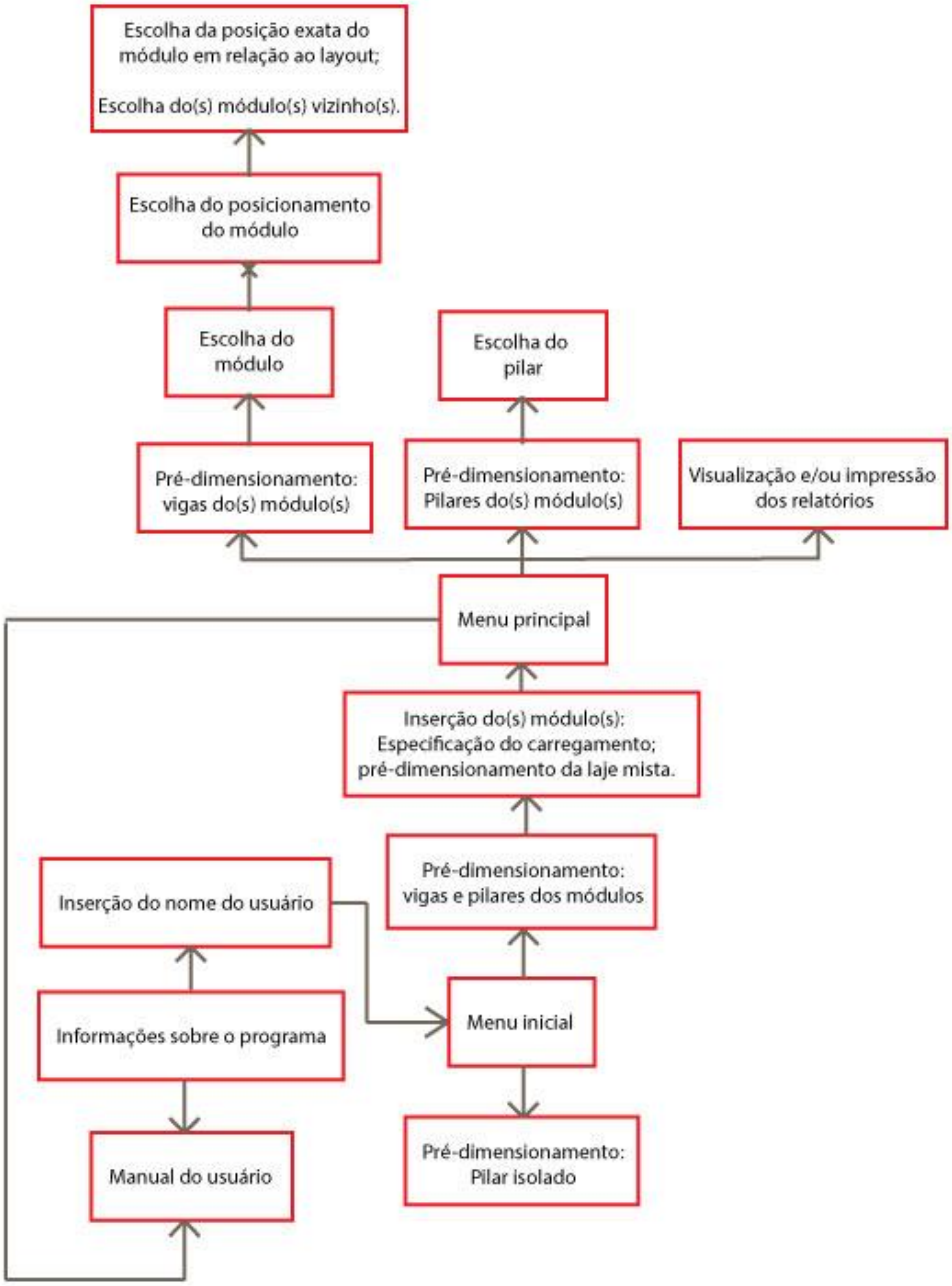


Figura 6 – Fluxograma da sequência funcional do programa. Fonte: Acervo pessoal.

Na inicialização do programa, a primeira janela apresenta informações sobre o objetivo do Metal Fácil, na aba “Introdução”, vantagens principais do aço como elemento estrutural, na aba “Vantagens”, e também informações sobre o uso do programa e a ficha técnica da ferramenta, na aba “Observação”. Há também a opção de visualizar o manual do usuário.

Ao iniciar efetivamente o programa, direcionando-se à próxima janela, o programa dá as boas-vindas e pede a inserção de um nome que será anexado aos relatórios.

Na próxima janela começa o pré-dimensionamento tendo as opções de "Vigas de Piso e Pilares do Módulo" e "Pilar Isolado", separando o programa em duas partes distintas. Escolhendo a primeira opção, uma janela informativa sobre o próximo passo aparece e havendo a confirmação, a adição dos módulos pode ser feita. Após essa etapa, a janela seguinte é considerada o menu principal dessa opção de pré-dimensionamento, havendo a possibilidade de pré-dimensionar as vigas de piso ou os pilares do módulo, visualizar e/ou salvar os relatórios, como também visualizar o manual do usuário novamente.

Escolhendo a segunda opção, "Pilar Isolado", além do usuário poder pré-dimensionar um único pilar, há opções de visualizar a tabela de perfis laminados, o relatório sobre o pilar, e a alternativa de verificar um perfil soldado quanto a solicitação informada.

As informações quanto à inserção dos dados pelo usuário necessários ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais, lajes mistas, vigas e pilares, são abordadas a seguir.

2.3 Inserção dos módulos

Optando pelo dimensionamento das vigas de piso e pilares do módulo e com o esquema da modulação elaborado do pavimento tipo, o usuário, inicialmente, deve informar o pé-direito, que definirá o peso das alvenarias, e quantidade de pilares do piso antes de adicionar os módulos. Informações que são inseridas na janela mostrada na Figura 7.

Figura 7 - Janela de inserção e armazenamento dos módulos do pavimento tipo. Fonte: Acervo pessoal.

Na adição de um módulo, clicando no botão "Adicionar módulo", a janela de entrada dos dados (Figura 8) aparecerá. O usuário deverá completar todos os campos presentes sobre as dimensões, carregamentos, a numeração dos pilares adjacentes ao módulo e o tipo de balanço se for o caso.

Figura 8 - Janela de inserção dos dados de um único módulo. Fonte: Acervo pessoal.

Os itens relativos às dimensões são: vão da viga primária (Lx), vão da viga secundária (Ly), número de vigas secundárias (Nv). Os vãos devem ser inseridos em metros e apesar do número de vigas secundárias ser inseridos pelo usuário, o vão entre essas vigas é limitado pela resistência das lajes mistas do catálogo presente no banco de dados.

Os campos referentes as cargas acidentais (uso da edificação) e permanentes (revestimento de piso, forro e parede) apresentam uma lista já predefinida no programa, sendo a do uso da edificação baseada na tabela de valores mínimos das cargas verticais da NBR 6120:1980 [7]. Os outros campos, não havendo a opção desejada na lista, pode-se marcar a opção "Outro" para acrescentar um novo tipo inserindo o nome e peso específico em kN/cm².

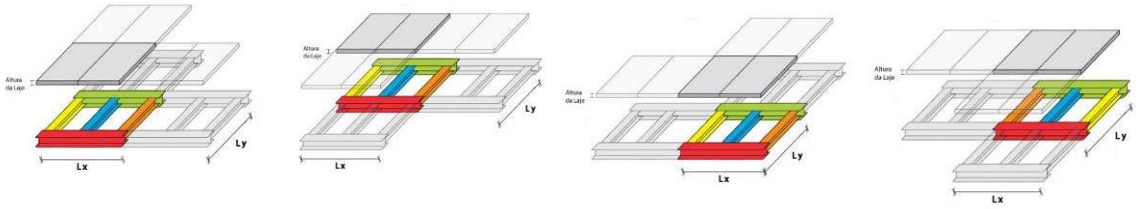
A ferramenta computacional armazena toda a informação de cada módulo adicionado na tabela que é mostrada na Figura 8. Ela busca informações referentes ao peso específico dos materiais e informa o melhor Steel Deck (modelo MF-50 ou MF-75, e espessura 0.85, 0.9 ou 1.25mm) utilizando a menor altura que atenda o vão e carregamento. O programa também registra os módulos em uma lista onde é possível, ao selecionar algum, mudar os dados ou deletá-lo.

2.4 Pré-dimensionamento das vigas de piso

O pré-dimensionamento das vigas de piso pode ser acessado na janela do menu principal. Após acioná-lo, uma janela pedindo a escolha do módulo para ser pré-dimensionado suas vigas é requisitada. Havendo a confirmação, uma outra janela poderá aparecer para o usuário escolher a posição do módulo em relação ao layout do piso de acordo com a quantidade de módulos adjacentes. Essa janela é dinâmica e só mostrará as opções possíveis que depende da quantidade de módulos adicionados anteriormente. No caso de módulos em balanço, também dependerá do tipo e tamanho do vão.

Após a escolha do posicionamento, quando necessário, deve-se informar qual a posição exata do módulo em relação ao layout (exemplo mostrado na Figura 9), identificar os módulos

vizinhos, sua localização, e a distribuição das vigas secundárias. Tudo realizado nas janelas que são mostradas na Figura 10.



Posição 1 Posição 2 Posição 3 Posição 4

Figura 9. Posições exatas dos módulos em relação ao layout. Fonte: Acervo pessoal.

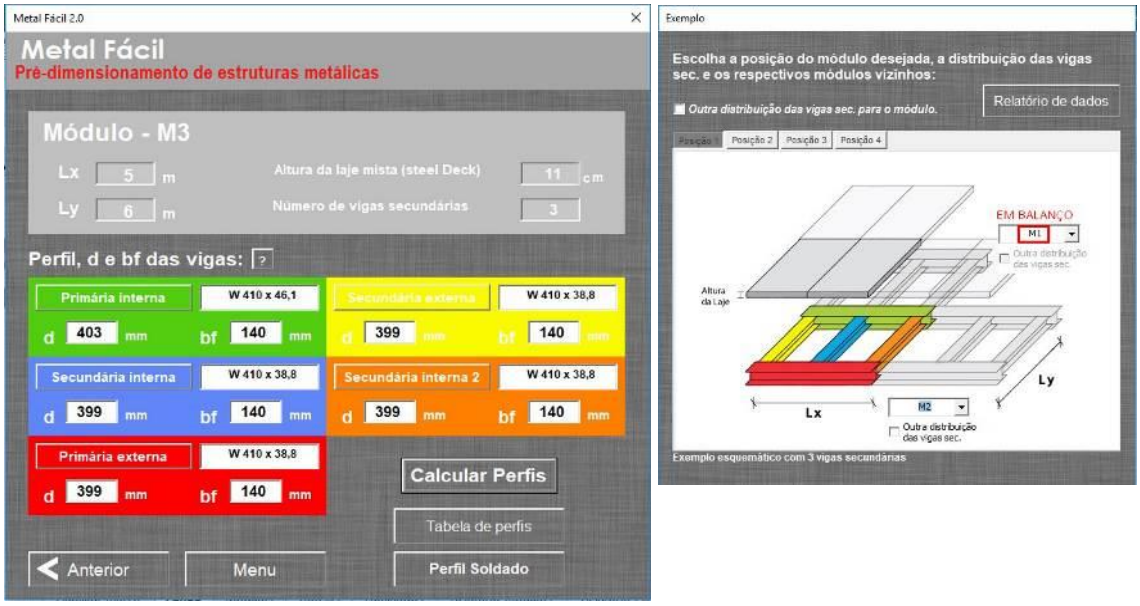


Figura 10 - Janela de saída de dados e posicionamento do módulo em relação aos módulos adjacentes. Fonte: Acervo pessoal.

A distribuição das vigas pode ser alternada entre os tipos I e II clicando na opção "Outra distribuição das vigas sec. para o módulo", no caso do módulo escolhido, e/ou "Outra distribuição das vigas sec.", no caso dos módulos vizinhos. Os módulos vizinhos que estão em balanço não ficam disponível a opção "Outra distribuição das vigas sec.", sendo concordante com o tipo de balanço (I (a), I (b), II (a) ou II (b)) anteriormente escolhido.

A identificação das vigas se dá pela cor diferenciada de cada, observando o exemplo esquemático. Após a definição dos perfis que atendem as solicitações, clicando em "Calcular perfis", é mostrado as designações dos perfis laminados das vigas, as suas alturas (*d*) e as larguras de mesa (*bf*), no campo colorido correspondente.

2.5 Pré-dimensionamento dos pilares dos módulos

O pré-dimensionamento dos pilares dos módulos só é liberado pelo programa caso já tenha sido definido o pré-dimensionamento das vigas. Pode ser acessado na janela do menu principal e ao

acioná-lo, as janelas (Figura 11) para preencher os campos necessários para proceder ao pré-dimensionamento (escolha do pilar do módulo e o número de pavimentos) e visualização esquemática do posicionamento do pilar em relação ao layout do piso (Figura 12) são mostradas.

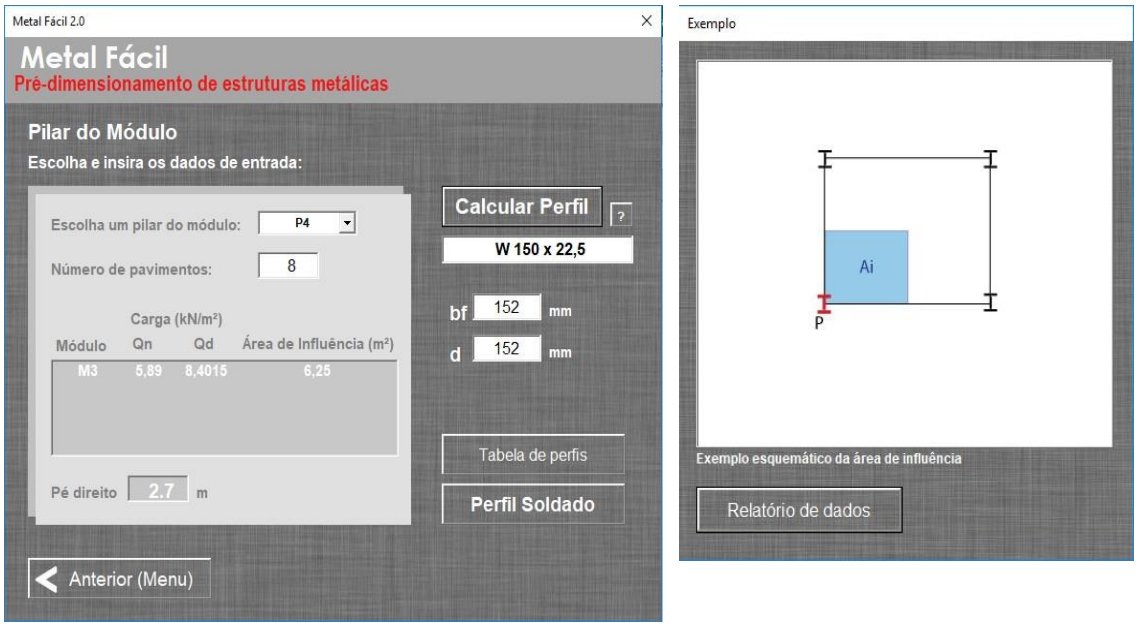


Figura 11 – Janelas referentes ao pré-dimensionamento dos pilares dos módulos. Fonte: Acervo pessoal.

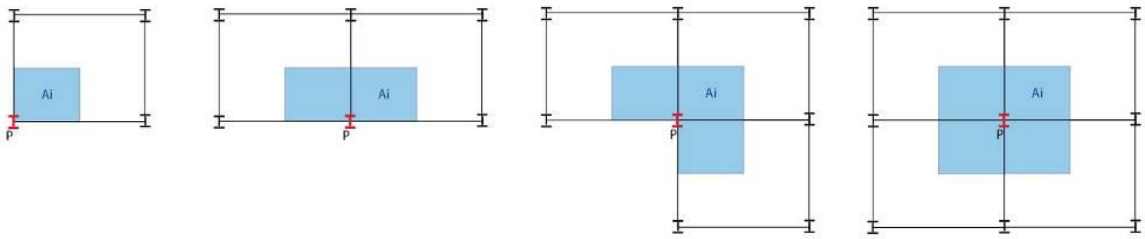


Figura 12 - Posicionamentos do pilar em relação à laje. Fonte: Acervo pessoal.

Escolhido o pilar, o programa importa os dados já inseridos e calculados: carga da laje nominal (Qn) e de projeto (Qd) de cada módulo adjacente ao pilar, expressa em kN/m², a área de influência (Ai), expressa em m², e o pé-direito em metros. Preenchido os campos, e clicando em "Calcular o perfil", um perfil que atenda as solicitações é mostrado. As informações do perfil laminado do pilar, as suas alturas (*d*) e as larguras de mesa (*bf*) são mostradas abaixo do perfil definido.

2.6 Pré-dimensionamento de pilar isolado

Caso o usuário deseje pré-dimensionar um único pilar acessando a opção "Pilar Isolado" as janelas para inserção dos dados necessários serão exibidas ao acioná-lo (Figura 13). Os dados se referem à carga nominal (Qn), em kN/m², e a área de influência (Ai), em m², dos módulos adjacentes a ele, sendo a carga de projeto (Qd) calculada como 1,4Qn. É permitido no máximo

4 módulos adjacentes, tendo em vista as possíveis disposições dos módulos em um piso. Há a possibilidade de deletar um módulo já adicionado se for necessário.

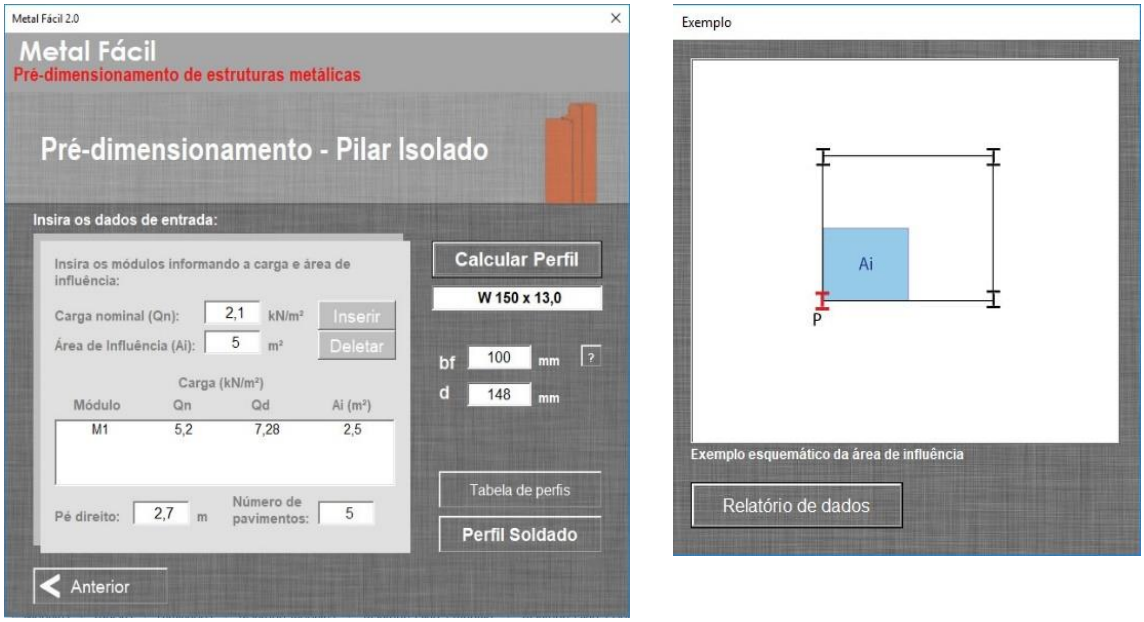


Figura 13 – Janelas referentes ao pré-dimensionamento de pilares isolados. Fonte: Acervo pessoal.

Preenchido os módulos, o pé-direito, em metros, e o número de pavimentos, um perfil que atenda as solicitações é fornecido apertando em “Calcular Perfil”. Os dados do perfil laminado do pilar, as suas alturas (d) e as larguras de mesa (bf) são mostradas abaixo do botão caso seja atendido as solicitações do projeto.

2.7 Perfil soldado

Quando o programa não encontrar um perfil laminado que atenda as solicitações de cálculo ou as dimensões para o projeto, a opção de pré-dimensionar um perfil soldado pode ser realizado por meio do botão “Perfil Soldado” presente em todas as janelas de pré-dimensionamento. Ao ser acionado, será exibido a janela para preenchimento dos campos relativos a seção transversal do perfil e resistência de escoamento (25kN/cm² (ASTM A36) ou 34,5 kN/cm² (ASTM A572 Gr 50)).
Preenchido os campos necessários, a verificação quanto às solicitações do projeto só será possível se o perfil for compacto. E no caso de ser uma viga, deverá atender à altura (d) mínima também.

2.8 Informações complementares

Todos os dados inseridos pelo usuário e gerados pelo programa no pré-dimensionamento dos elementos estruturais são armazenados na forma de relatórios. São três tipos de modelos de relatórios: o relatório referente à cada módulo com os dados da laje mista e vigas; à cada pilar do módulo; e ao pilar isolado.

Cada relatório pode ser visualizado e salvo (formato pdf) nas janelas de pré-dimensionamento dos elementos estruturais, no botão "Relatório". Além dessa opção de visualizar e salvar individualmente os relatórios referentes as vigas de piso e pilares do módulo, no menu principal desse pré-dimensionamento, todos os relatórios gerados podem ser acessados e salvos. Também é possível salvar todos os relatórios em um mesmo arquivo pdf através do botão "Salvar Todos" presente no canto inferior direito da janela.
Caso o usuário deseje mais informações sobre os perfis laminados presente no banco de dados do programa, há a opção de visualizar a tabela de perfis em todas as janelas de pré-dimensionamentos, clicando no botão "Tabela de perfis".
Há a opção de reiniciar todo o projeto sem a necessidade de fechar e abrir o programa. No menu de inserção dos módulos, ao lado do botão para adicioná-los, há o botão "Reiniciar projeto" que tem essa função.

2.9 Fluxogramas do pré-dimensionamento

A implementação do programa Metal Fácil se deu, primeiramente, pela complementação de fluxogramas anteriores e elaboração de novos objetivando as ideias propostas previamente. Posteriormente, foram implementados computacionalmente no Visual Basic for Applications 7.1.
A Figura 14 mostra desde a inserção das dimensões e carregamentos do módulo até a escolha de uma laje mista que atenda as solicitações. O programa verifica se o vão obedece o intervalo de 2 a 4 metros no caso do vão ser bi-apoiado, e de 0,90 a 1,40 metros se o vão estiver em balanço (ocorre quando o módulo estiver em balanço e for do tipo I(a)) .No caso de não ser obedecido o intervalo em questão, o programa informará, como também notificará se não houver laje que atenda o carregamento informado pelo usuário. Caso atenda, o programa procura uma laje mista com a menor altura possível que resista a uma carga atuante, que considera a carga permanente dos forros e revestimento e a carga acidental de uso da edificação, e um vão imediatamente superior ao calculado. As cargas de projeto e serviço atuando na laje são calculadas, mas desconsideram a alvenaria que é considerada diretamente apoiada nas vigas secundárias.
A Figura 15 mostra todo o procedimento de pré-dimensionamento das vigas de piso deixando implícito as etapas 2, 3 e 4, que mostram a determinação dos momentos fletores de cálculo (Msd) e a relação entre inércia e flecha (Ix* δmáx) para determinação da inércia necessária.
Uma altura mínima para a viga é determinada com relação ao seu vão (L/20), e baseado nesse dado e a família que se enquadra essa altura, um peso linear (kN/m) é determinado como uma média dos pesos lineares da família em questão. O carregamento de projeto e serviço das vigas é calculado separadamente, e com base na teoria da superposição dos efeitos os momentos fletores e a relação entre inércia e flecha são determinados. São divididos em carregamentos impostos pelo peso próprio, pelo próprio módulo e o módulo adjacente, se for o caso, podendo ser carregamentos pontuais ou distribuídos dependendo da distribuição das vigas de piso. Os carregamentos dos módulos incluem a carga da laje multiplicado pelo comprimento de influência e a carga da alvenaria considerada diretamente nas vigas secundárias.
Um perfil é procurado no catálogo GERDAU [8] baseado na altura mínima, inércia necessária e o módulo de resistência plástico necessário (calculado a partir do momento fletor de cálculo e a resistência ao escoamento (fy) considerando a peça no estado de limite plástico. Caso um perfil seja encontrado, a verificação do FLT é feita nos perfis que compõe vigas primárias.

A Figura 16 mostra o fluxograma referente ao pré-dimensionamento de vigas soldadas e a Figura 17, pilares do módulo. Nas vigas soldadas, o procedimento de verificação do perfil ao carregamento solicitante se dá pela comparação da inércia e do módulo de resistência plástica do perfil a partir dos dados inseridos pelo usuário, se o perfil for aprovado como compacto. E a verificação do FLT também é feita.

O procedimento de pré-dimensionamento de pilares (do módulo, soldados ou isolado) inicia-se pelo cálculo dos esforços de compressão de cálculo e nominal utilizando as cargas respectivas atuantes nas lajes adjacentes ao pilar e sua área de influência. Em seguida, o programa calcula uma área mínima considerando uma tensão de escoamento de 50% e o esforço de compressão nominal. Também calcula um raio de giro mínimo (ry) necessário para não ultrapassar a esbeltez limite de 200.

Com base na área mínima e o raio de giro mínimo, o programa pesquisa um perfil que atenda esses mínimos. Caso haja um perfil, a verificação de acordo a NBR 8800:2008 [9] é realizada, e no caso de não atender, outro perfil, com área e raio de giro maior, é verificado.

Os pré-dimensionamentos de perfis soldados para pilares e pilares isolados apresentam os mesmos procedimentos do fluxograma referente ao pilar do módulo, diferindo somente nos dados iniciais inseridos pelo usuário. Além da verificação de perfil compacto no caso dos soldados.

FLUXOGRAMA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Lajes

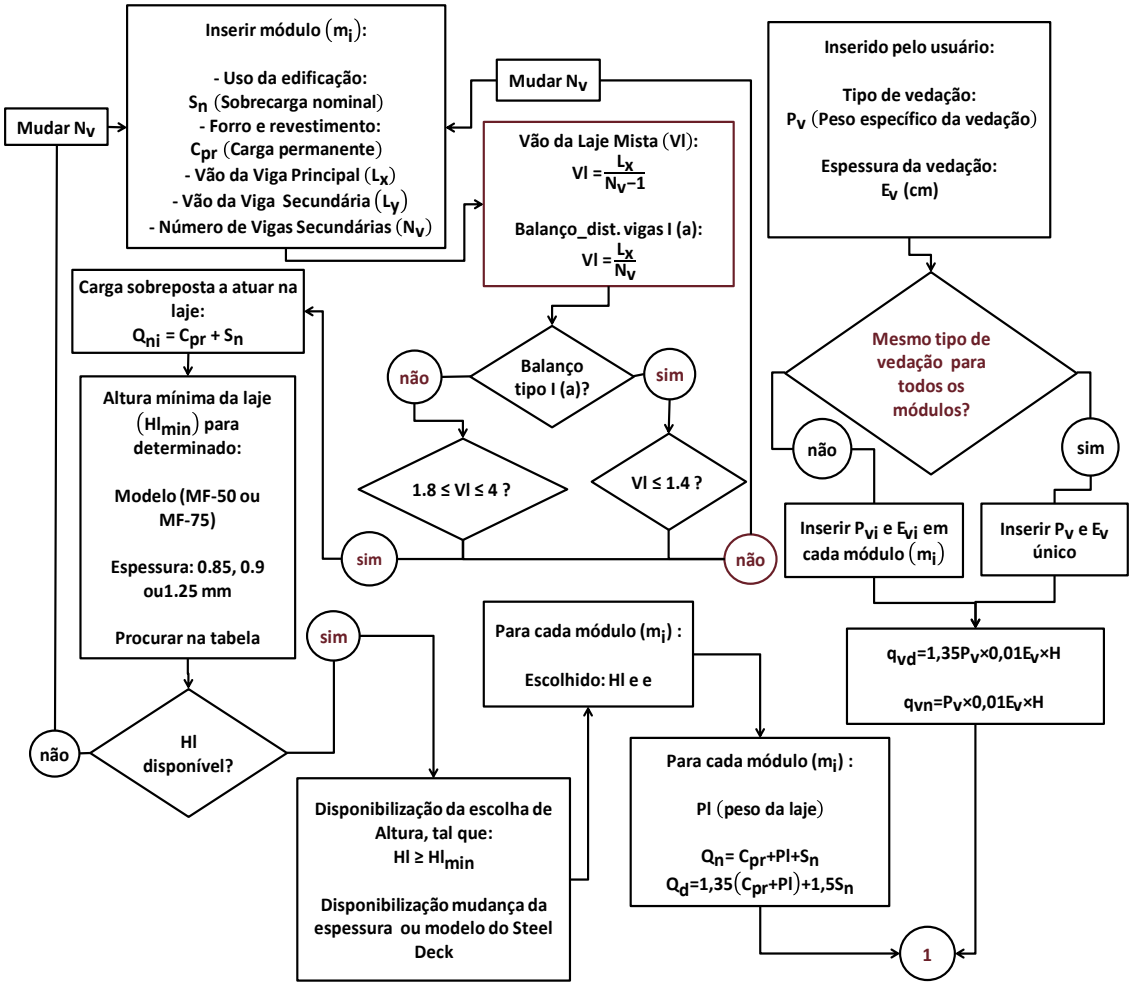


Figura 14 - Fluxograma de cálculo dos carregamento e pré-dimensionamento da laje com menor altura que atenda à carga atuante e o vão. Fonte: Acervo pessoal.

FLUXOGRAMA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Vigas

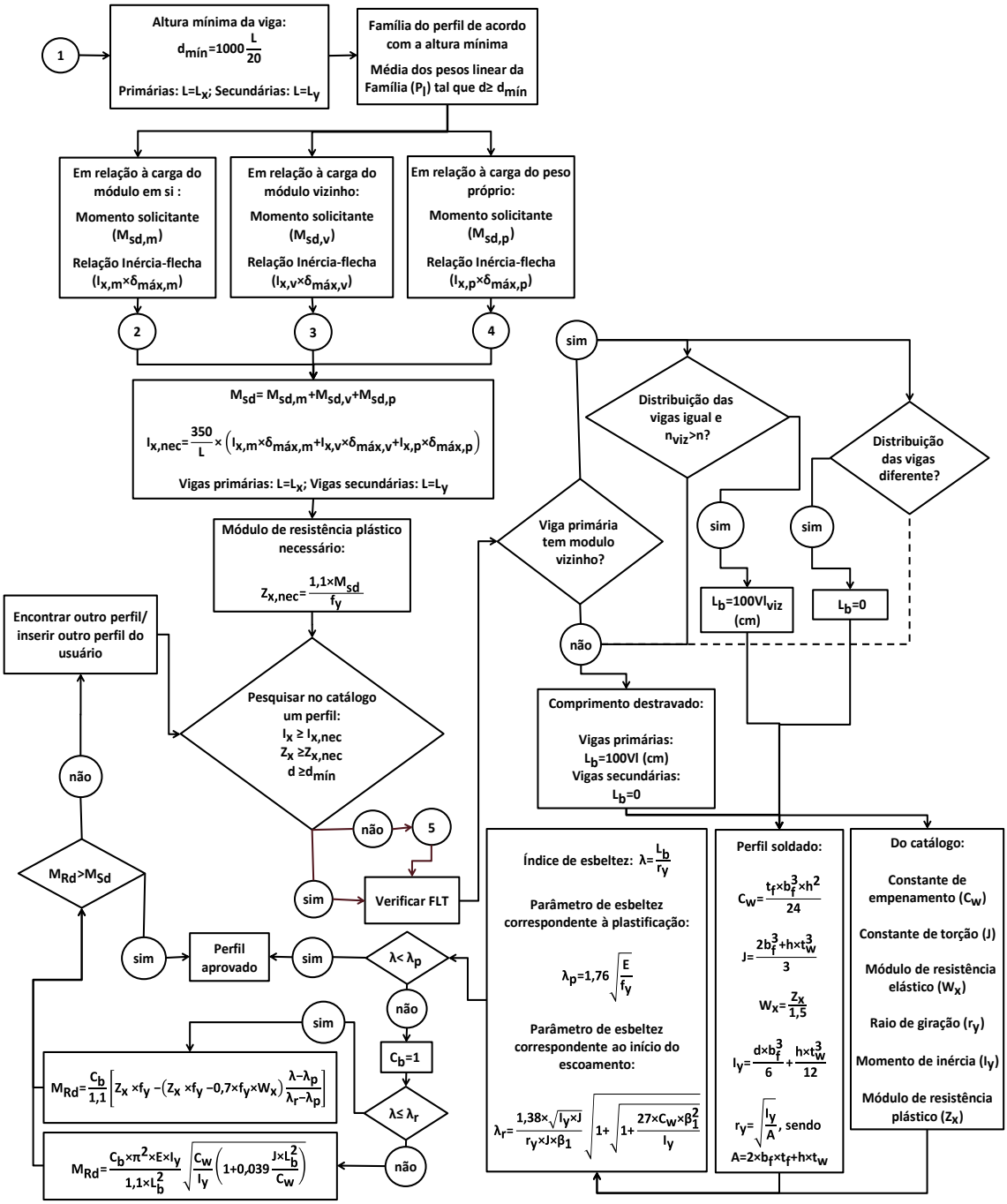


Figura 15 - Fluxograma de pré-dimensionamento das vigas de piso. Fonte: Acervo pessoal.

FLUXOGRAMA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Perfil do usuário - Viga

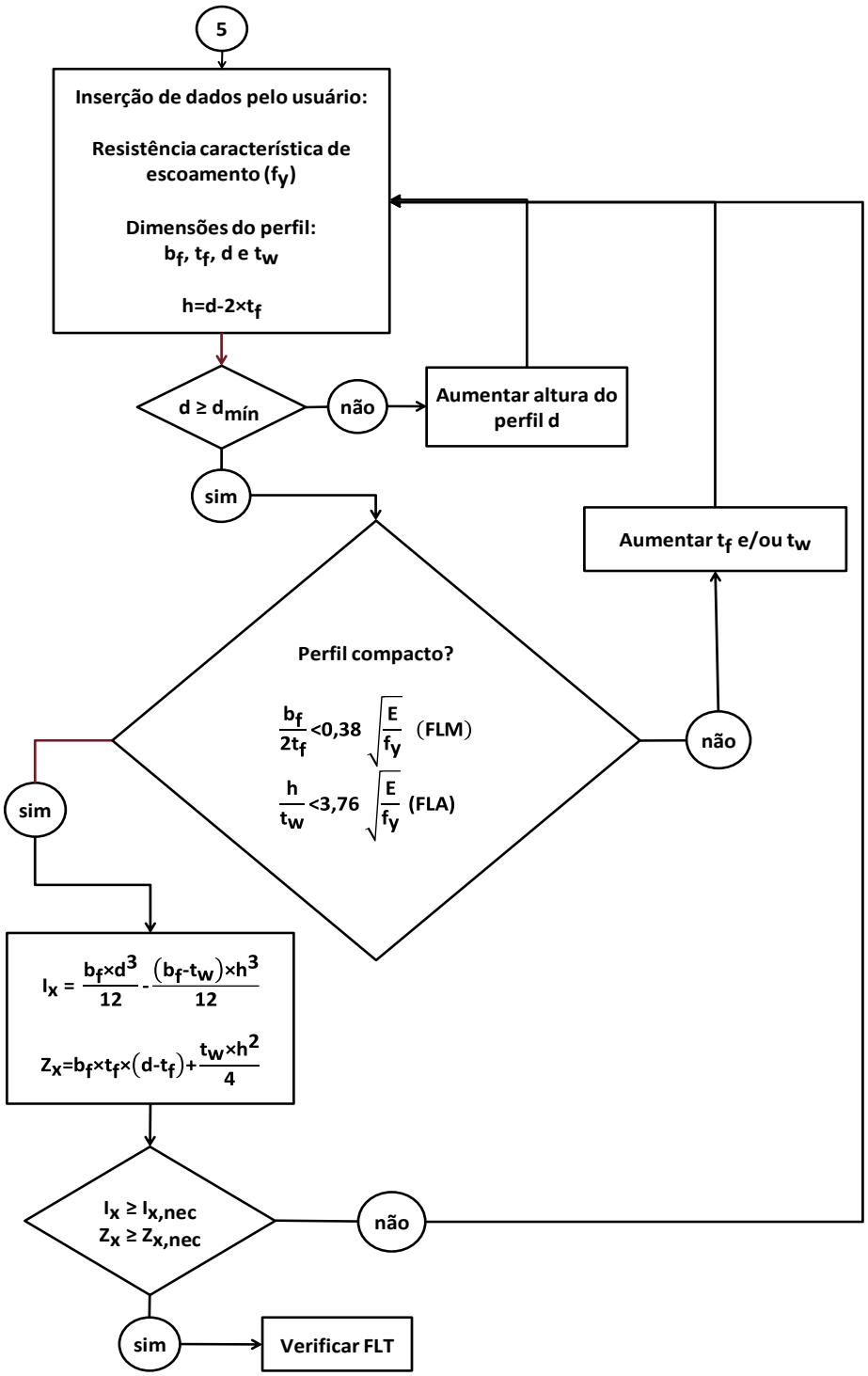


Figura 16 - Fluxogramas de pré-dimensionamento de viga soldada. Fonte: Acervo pessoal.

FLUXOGRAMA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Pilar do módulo

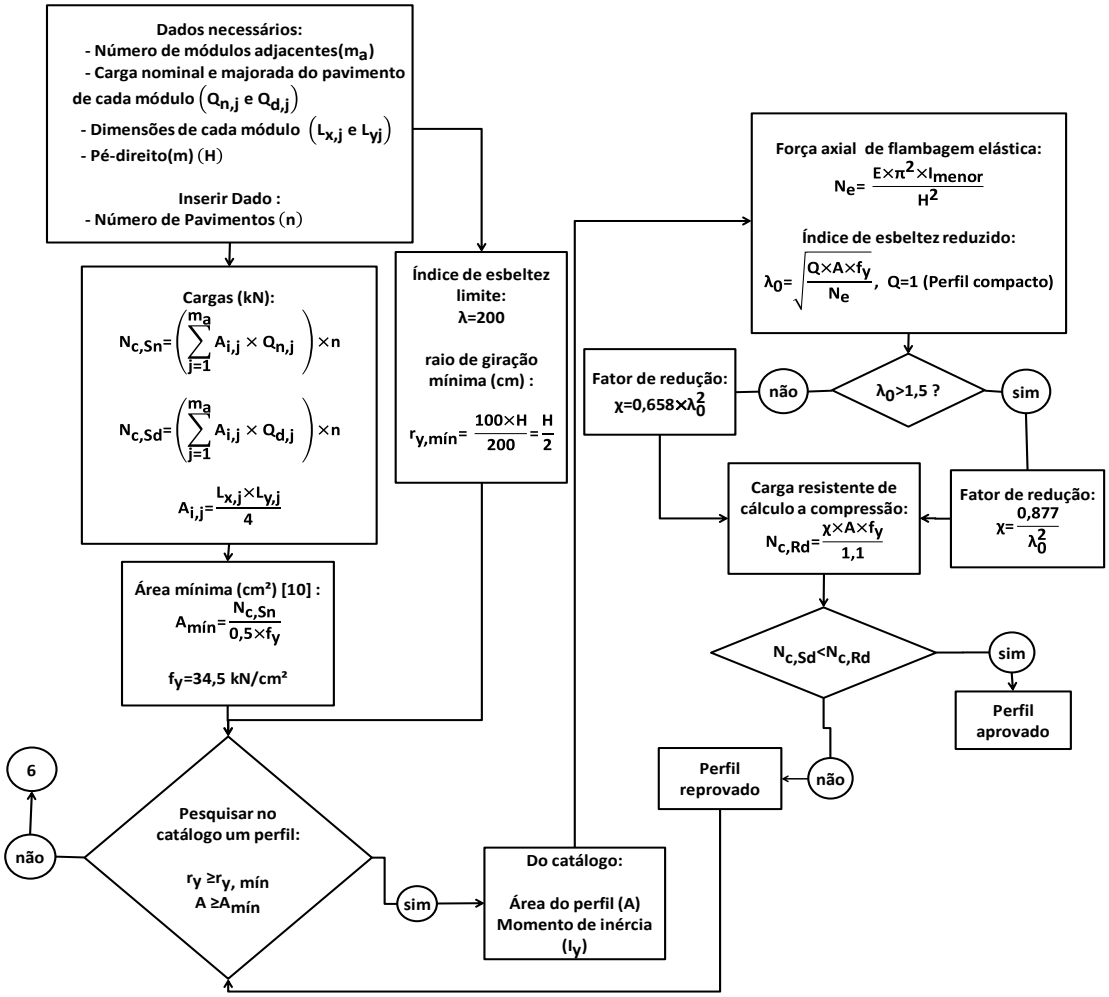


Figura 17 - Fluxogramas de pré-dimensionamento de pilar do módulo. Fonte: Acervo pessoal

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Um dos exemplos utilizados para validação dos dados gerados pela ferramenta "Metal Fácil 2.0" foi uma edificação de uma creche. A creche apresenta 3 pavimentos modulados igualmente como a Figura 19, e um pé-direito de 3m. Como parâmetro de entrada para o programa foi utilizado o primeiro pavimento (Figura 18).

Para simplificação de entrada de dados foi considerado alvenaria de tijolos furados com 15 centímetros de espessura, piso de porcelanato e forro de PVC em todo o pavimento.

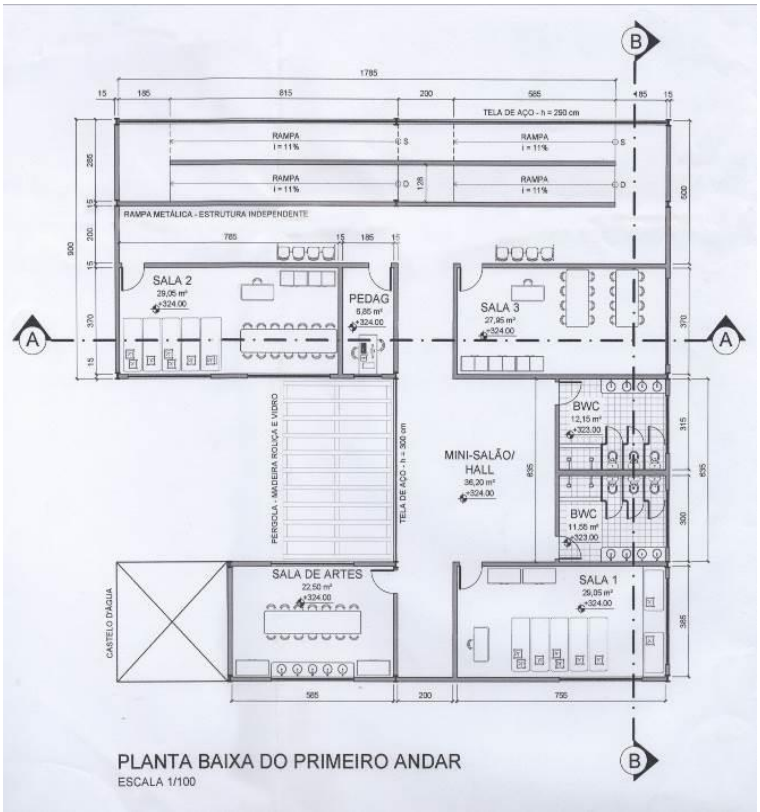


Figura 18. Exemplo de validação de dados. - Planta do primeiro andar. Fonte: Acervo pessoal

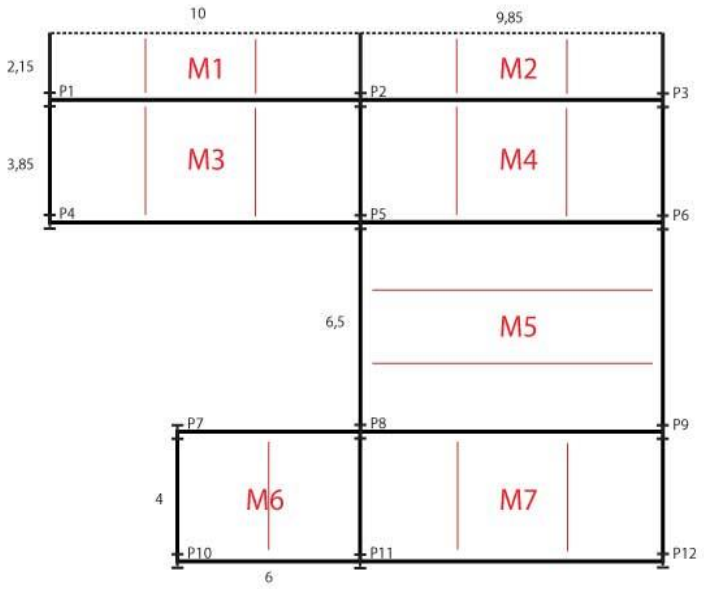


Figura 19 – Exemplo de validação dos dados - modulação do pavimento. Fonte: Acervo pessoal.

Os resultados referentes ao pilar P4, por exemplo, foram validados por cálculo manual com base no fluxograma apresentado anteriormente e podem ser vistos na Figura 20.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPIRITO SANTO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DEPARTAMENTO DE ARQUITETURA E URBANISMO		
RELATÓRIO DE DADOS		
Data: 23/08/2018	Usuário: stef	
PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA METÁLICA Pilar a partir do Módulo		
P4		
1) Dados de entrada:		
1.1) Número de módulos adjacentes	1	
1.2) Número de pavimentos	3	
1.3) Pé-direito	3	m
2) Dados dos módulos:		
2.1) M3		
2.1.1) Carga nominal do pavimento (Qn)	4,83	kN/m²
2.1.2) Carga de projeto do pavimento (Qd)	6,7455	kN/m²
2.1.3) Lx	10	m
2.1.4) Ly	3,85	m
2.1.5) Área de influência (Ai)	9,625	m²
3) Dados para o pré-dimensionamento:		
3.1) Carga solicitante de comp. nominal (Nc,Sn)	139,47	kN
3.2) Carga solicitante de comp. de proj. (Nc,Sd)	194,78	kN
3.3) Raio Mínimo (r_{min})	1,50	cm
3.4) Área mínima (A_{min})	8,09	cm²
4) Dados do perfil:		
4.1) Área Perfil (A)	23,39	cm²
4.2) Inércia (Iy)	939,48	cm4
4.3) Inércia (Ix)	126,058	cm4
4.4) Força axial de flambagem elástica (Ne)	276,48	kN
4.5) Índice de esbeltez reduzido (λ_0)	1,71	
4.7) Fator de redução (χ)	0,30	
4.8) Carga resistente de cálculo a comp. (Nc,Rd)	220,43	kN
Perfil Laminado	**W 150 x 18,0**	
Desenvolvido por: Priscilla Izabel dos Santos Ribeiro /Orientada por: Profª Drª Aldenilcia Fernanda Grobério e Profº Drº Augusto Alvarenga Implementado por: Stefâny Kristina Lopes da Rocha /Orientada por: Profª Drª Juliana da Cruz Vianna Pires		

Figura 20 – Relatório do pilar P4. Fonte: Gerado pelo Metal Fácil 2.0

A Figura 21 mostra o módulo M4 e suas vigas de piso, como também a viga do módulo M5 em comum com o módulo M4 servindo de comparação. Os mesmos resultados foram encontrados em ambas as vigas confirmando a coerência nos cálculos implementados no programa, não excluindo a validação manual também realizada.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPIRITO SANTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ARQUITETURA E URBANISMO

RELATÓRIO DE DADOS

Data: 23/08/2018 Usuário: stef

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA METÁLICA
Sistema de Pisos com Forma de Laje Incorporada e Vigas de Aço

M4

0.1) Distribuição das vigas sec./ posicionamento do módulo:			I	(e)_posição 2	
0.2) Steel Deck					
0.2.1) Modelo	MF-75	0.2.2) Espessura		1,25	mm
0.3) Módulos vizinhos e distribuição das vigas sec.					
M5 II	M3 I	M2 I			
1) CARGAS:					
1.1) Tipo de Edificação		Sala com Estantes de Livros (valor mínimo)			
1.2) Sobrecarga Nominal (Sn) (Uso da edificação)		6,00	KN/m²		
1.3) Carga Permanente Nominal atuando na laje (Cpr)		0,78	KN/m²		
1.3.1) Tipo de Revestimento		Porcelanato			
1.3.2) Peso Específico (Revestimento)		0,76	KN/m²		
1.3.3) Tipo de Forro		PVC			
1.3.2) Peso Específico (Forro)		0,02	KN/m²		
1.4) Carga nominal atuando na laje (Qni)		6,78	KN/m²		
1.5) Carga de vedação (qv)					
1.5.1) Tipo		Tijolo Furado			
1.5.2) Peso Específico		22,00	KN/m³		
1.5.3) Altura (Pé direito)		3	m		
1.5.4) Espessura		15,00	cm		
1.5.5) Carga nominal		9,90	KN/m		
1.5.6) Carga de projeto		13,37	KN/m		
2) DIMENSÕES PROJETADAS:					
2.1) Vão da Viga Primária (Lx)	9,85	m			
2.2) Vão da Viga Secundária (Ly)	3,85	m			
2.3) Número de Vigas Sec. (Nv)	4,00	vigas			
2.4) Vão da Laje Mista (Vl)	3,28	m	2.4.1) Vão da Laje Mista Aprox.	3,30	m
2.5) Altura mín. da Laje Mista	15,00	m			
2.6) Altura da Laje Mista (Hl)	15,00	m			
2.7) Peso da Laje Mista (Pl)	2,79	KN/m²			
3) CARGA DA LAJE (sem incluir a carga de vedação):					
3.1) Carga nominal	9,57	KN/m²			
3.2) Carga de projeto	13,82	KN/m²			
VIGA COM PERFIL LAMINADO					
4) VALORES DAS VIGAS SECUNDÁRIAS:					
4.1) Largura de Influência		3,28	m		
4.2) Flecha limite		1,10	cm		
4.3) d necessário		192,50	mm		
4.4) Família do Perfil		200			
4.6) Peso linear médio		0,43	KN/m		
4.7) Secundária externa					
4.7.2) Momento Solicitante		67,90	KN.m		
4.7.6) Inércia Necessária		3385,64	cm4		
4.7.7) Z necessário		216,50	cm3		
4.7.8) Perfil encontrado		**W 200 x 35,9**			
4.7.9) Dados do perfil					
4.7.9.1) d		201,00	mm		
4.7.9.2) Inércia (Ix)		3437,45	cm4		
4.7.9.3) Zx		379,25	cm3		
4.7.8.4) Flecha máxima		1,08	cm		
4.8) Secundária interna				**4.9) Secundária interna 2**	
4.8.1) Momento Solicitante	109,94	KN.m		4.9.1) Momento Solicitante	113,49 KN.m
4.8.2) Inércia Necessária	5428,58	cm4		4.9.2) Inércia Necessária	5719,76 cm4
4.8.3) Z necessário	350,52	cm3		4.9.3) Z necessário	361,87 cm3
4.8.4) Perfil encontrado	**W 200 x 59,0**			4.9.4) Perfil encontrado	**W 200 x 59,0**
4.8.5) Dados do perfil				**4.3.5) Dados do perfil**	
4.8.5.1) d	210,00	mm		4.3.5.1) d	210,00 mm
4.8.5.2) Inércia (Ix)	6140,22	cm4		4.3.5.2) Inércia (Ix)	6140,22 cm4
4.8.5.3) Zx	655,91	cm3		4.3.5.3) Zx	655,91 cm3
4.8.5.4) Flecha máxima	0,97	cm		4.3.5.4) Flecha máxima	1,02 cm
5) VALORES DA VIGA PRIMÁRIA:					
4.1) Flecha limite		2,81	cm		
4.2) d necessário		492,50	mm		
4.3) Família do Perfil		530,00			
4.4) Peso linear médio		[illegible]	[illegible]		
5.1) Primária interna				**5.2) Primária interna 2**	
5.1.2) Momento Solicitante	688,31	KN.m		5.2.2) Momento Solicitante	646,04 KN.m
5.1.5) Inércia Necessária	89516,14	cm4		5.2.5) Inércia Necessária	83892,42 cm4
5.1.6) Z necessário	2194,60	cm3		5.2.6) Z necessário	2059,82 cm3
5.1.7) Perfil encontrado	**W 610 x 125,0**			5.2.7) Perfil encontrado	**W 610 x 113,0**
5.1.8) Dados do perfil				**5.2.8) Dados do perfil**	
5.1.8.1) d	612,00	mm		5.2.8.1) d	608,00 mm
5.1.8.2) Inércia (Ix)	99184,48	cm4		5.2.8.2) Inércia (Ix)	88195,87 cm4
5.1.8.3) Zx	3697,29	cm3		5.2.8.3) Zx	3312,90 cm3
5.1.8.4) Flecha máxima	2,54	cm		5.2.8.4) Flecha máxima	2,68 cm

Desenvolvido por: Priscilla Izabel dos Santos Ribeiro /Orientada por: Prof. Dr. Alexandre Bernardes Gonçalves Prof. Dr. Alogenio Alvarenga
Implementado por: Stefâny Kristina Lopes da Rocha /Orientada por: Profª Drª Juliana da Cruz Vianna Pires

4.8) Secundária interna 2		
4.8.1) Momento Solicitante	646,04	KN.m
4.8.2) Inércia Necessária	83892,42	cm4
4.8.3) Z necessário	2059,82	cm3
4.8.4) Perfil encontrado	**W 610 x 113,0**	
4.8.5) Dados do perfil		
4.8.5.1) d	608,00	mm
4.8.5.2) Inércia (Ix)	88195,87	cm4
4.8.5.3) Zx	3312,90	cm3
4.8.5.4) Flecha máxima	2,68	cm

Figura 21 - Relatório do módulo M4 comparando viga em comum com o módulo M5. Fonte: Gerado pelo Metal Fácil 2.0.

4 v CONCLUSÃO

Este trabalho consistiu na elaboração de uma ferramenta computacional (nova versão do Metal Fácil, Metal Fácil 2.0) com metodologias simples para o lançamento de estruturas de edifícios de múltiplos andares. As metodologias incluem o pré-dimensionamento de elementos estruturais como lajes mistas, vigas e pilares à compressão simples. Esta ferramenta visa facilitar e otimizar os trabalhos de profissionais de engenharia e arquitetura, e a aprendizagem de estudantes de mesma área. Esta nova versão engloba pisos com balanços, novas distribuições de vigas secundárias e possibilita a geração de relatórios do projeto no formato .pdf, o que não era possível na primeira versão.
O programa foi validado com dados numéricos através de exemplos práticos e teve sua eficiência comprovada.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo.

REFERÊNCIAS

1 FARURY, RICARDO. Realidade Brasileira. CEAM-UFMG {online} Centro de estudos de estruturas de aço e mistas aço e concreto da UFMG. Disponível na Internet via https://www.sites.google.com/site/acoufmg/home/realidade-brasileira. Arquivo capturado em 20 de maio 2017.

2 BELLEY, ILDONY. PINHO, FERNANDO OTOBONI. PINHO, MAURO OTOBONI. Edifícios de Múltiplos Andares em Aço. 2. Ed. Editora Pini Ltda, 2ª edição, 2008.

3 MANCINI, L.C. Pré-dimensionamento de Estrutura Metálica em Fase da Concepção Arquitetônica. Dissertação Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, 2003.

4 RIBEIRO, Priscilla. Lançamento De Estruturas Em Aço E Pré-Dimensionamento De Seus Elementos Estruturais. Projeto de Graduação, Engenharia Civil. Universidade Federal do Espírito Santo, 2014.

5 Macdonald, A. J. Structural Design for Architecture. Architectural Press, Oxford, 1998.

6 METFORM, Catálogo Técnico Telha Forma. Disponível em: http://www.metform.com.br/wordpress/wp-content/uploads/2015/05/steel_deck_metform.pdf. Acesso em: 21 fev. 2019.

7 Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 6120. Cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, nov/1980.

8 GERDAU, Catálogo de Perfis. Disponível em: https://www.gerdau.com/br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/perfil-estrutural-tabela-de-bitolas.pdf. Acesso em: 21 fev. 2019.

9 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8800. Projeto de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

10 SILVA, VALDIR PIGNATTA. PANNONI, FABIO DOMINGOS. Estruturas de aço para edifícios, Aspectos tecnológicos e de concepção. São Paulo: Blucher, 2010

Tema: Construções Leves Estruturadas em Aço

Planilha de Dimensionamento de Barras Fletidas Constituídas por Perfis Formados à Frio Segundo os Métodos da NBR 14762:2010*

Glaucimar Lima Dutra[1]
Marina Donato[2]
Marcos Túlio Fernandes[3]

Resumo
Os perfis formados à frios são perfis que permitem grande variedade de seções transversais e estruturas extremamente leves. E por estas e outras vantagens, estes perfis vêm se tornando uma alternativa bastante atrativa na construção civil. Entretanto, são bastante suscetíveis as instabilidades localizadas e à torção. A norma brasileira ABNT NBR 14762:2010 trata especificamente do dimensionamento destes perfis e aborda sobre os métodos que podem ser utilizados na sua verificação, sendo eles: o método da largura efetiva (MLE) e o método da seção efetiva (MSE). Cada método tem suas especificações e suas vantagens e desvantagens, e, portanto, a escolha dependerá da eficiência e da necessidade do projeto. Desse modo, este trabalho visa desenvolver uma planilha de dimensionamento de perfis formados à frio com a finalidade de comparar os métodos prescritos pela ABNT NBR 14762:2010. Para isso, considerou-se o dimensionamento de barras submetidas a flexão para perfis em U simples e U enrijecido. O uso da planilha no dimensionamento permitiu uma comparação entre os métodos, e a obtenção de forma coerente de um coeficiente de aproveitamento para os diversos perfis U simples e U enrijecido.

Palavras-chave: Perfis formados à frio; Planilha de dimensionamento; Barras Fletidas.

Spreadsheet for Design of Members in Flexure Formed by Cold Formed Steel According to the Methods of NBR 14762: 2010

Abstract
The cold formed steel are profiles that allow a wide variety of cross sections and extremely light structures. And for these and other advantages, these profiles have become a very attractive alternative in construction. However, localized instabilities and torsion are quite susceptible. The Brazilian standard ABNT NBR 14762: 2010 deals specifically with the design of these profiles and discusses the methods that can be used in their verification, being: the effective width method (MLE) and the effective section method (MSE). Each method has its specifications and its advantages and disadvantages, and therefore, the choice will depend on the efficiency and the need of the project. Thus, this work aims to develop a worksheet for the design of profiles formed in the cold in order to compare the methods prescribed by ABNT NBR 14762: 2010. For this, it was considered the design of members subjected to flexure for simple U-profiles and stiffened U. The use of the spreadsheet in the design allowed a comparison between the methods and the coherent obtaining of a coefficient of utilization for the several simple U and stiffened U profiles.

Keywords: Cold Formed Steel; Spreadsheet of dimensioning; Member in Flexure.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2019** – 8º Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 14 a 16 de agosto de 2019, São Paulo, SP, Brasil.

[1] Engenheira Civil, Mestre em Engenharia de Estrutura, Universidade Federal de São João Del-Rei, Minas Gerais, Brasil.
[2] Engenheira Civil, Mestre em Engenharia de Transporte, Doutoranda em Engenharia de Transporte, Universidade Federal de São João Del-Rei, Minas Gerais, Brasil.
[3] Engenheiro Civil, Mestre em Geotecnia, Rede UniDoctum, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O aço possui grande aplicabilidade na construção civil, principalmente em elementos estruturais, devido a suas características de homogeneidade, tenacidade e boa resistência mecânica, nas quais proporcionam boa soldabilidade e fácil corte. Dessa forma, o aço garante uma segurança, solidez e estabilidade na sua execução quando se refere à aplicação estrutural.

Os perfis formados a frio (PFF) são chapas metálicas de aços dúcteis dobradas a frio por prensas especiais que garantem sua adequada conformação proporcionando uma grande variedade de formatos para a seção transversal [6]. Esses perfis são cada vez mais viáveis para uso na construção civil, em vista da sua rapidez e economia cada vez mais exigida pelo mercado [8].

Entretanto, esses perfis apresentam baixa rigidez à torção, à flexão e à compressão, pois, são compostos por chapas extremamente finas e seções transversais abertas. Portanto, tais perfis são suscetíveis a problemas de instabilidade, de deformações excessivas ou ainda por atingirem os limites de resistência do aço devido aos esforços de tração, flexão, flexo-torção ou compressão.

A instabilidade em barras de aço é um fenômeno bastante recorrente e importante por se tratar da perda da estabilidade da barra sem atingir a sua resistência de escoamento no eixo de menor inércia em elementos esbeltos. Nos PFFs, esse fenômeno se apresenta em três modos: instabilidade local, instabilidade global e instabilidade por distorção. Esses modos ocorrem tanto para elementos comprimidos quanto em elementos fletidos, porém, nos elementos fletidos deve-se realizar a análise da instabilidade lateral com torção (caso especial da instabilidade global), que são bastante recorrentes em vigas devido a sua instabilidade longitudinal relacionada principalmente com seu vão livre.

Os elementos fletidos são barras submetidas ao esforço de momento fletor e esforço cortante, caso típico de vigas. Em seu dimensionamento deve-se realizar a verificação dos valores de esforços solicitantes e esforços resistentes de cálculo, segundo o Estado-Limite Último (ELU) conforme a prescrição da ABNT NBR 8800:2008 [2]. Para os elementos fletidos compostos por PFF deve-se realizar o dimensionamento considerando ainda as prescrições da ABNT NBR 14762:2010 [3] específica para o mesmo, onde são apresentados dois métodos de cálculo: Método da Largura Efetiva (MLE) e Método da Seção Efetiva (MSE).

Portanto, este presente trabalho desenvolve uma planilha eletrônica com a finalidade de comparar os métodos de dimensionamento de perfis formados a frio (PFF) submetidos à flexão por meio dos métodos MLE e MSE prescritos na ABNT NBR 14762:2010 [3], abordando de forma didática as diferenças entre os procedimentos e considerações de cada método de cálculo.

1.1. Modos de Instabilidade em Perfis Formados a Frio

A instabilidade global, ou também chamada de flambagem global, ocorre por flexão, torção ou por flexo-torção, como apresentado na Figura 1. Pode-se imaginar como o excesso de deformação lateral do elemento, que provocará um momento fletor comprimindo a mesa ou a alma já comprimida, reduzindo, assim, a sua resistência.

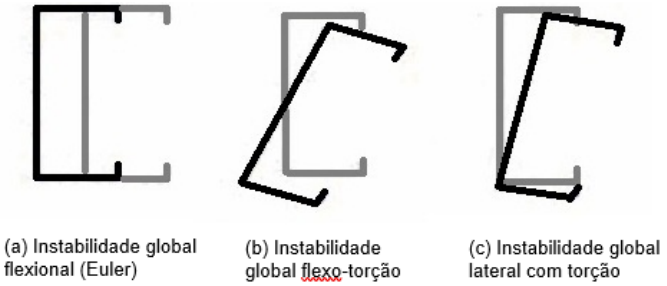


Figura 1. Instabilidade global em perfis formados a frio.

No caso da instabilidade local, ou flambagem local, como mostra a Figura 2, a deformação acontece nos elementos de chapa que compõem a seção do perfil formando semiondas ao longo do seu comprimento, reduzindo a rigidez global à deformação da barra. Em elementos fletidos, ocorre apenas nos elementos (chapas) onde o momento fletor atua, como mostra a Figura 2.a.

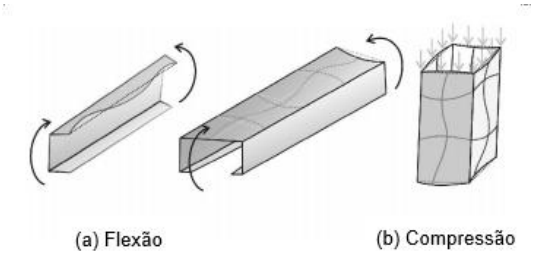


Figura 2. Flambagem local em perfil formado a frio [7].

Já a instabilidade distorcional ou flambagem distorcional, a deformação ocorre devido à rotação e possível translação da seção transversal do perfil no conjunto formado pela mesa comprimida e seu enrijecedor de borda [5].

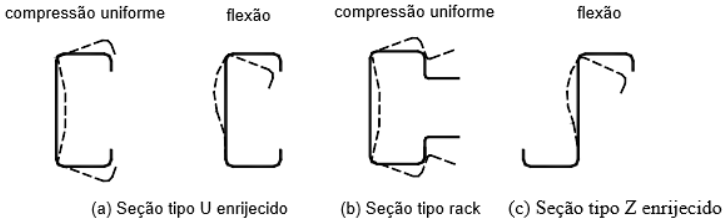


Figura 3. Instabilidade distorcional em perfis formados a frio [3].

1.2. Métodos de Dimensionamento de Perfis Formados a Frio

O dimensionamento de elementos estruturais de aço é padronizado pela norma ABNT NBR 8800:2008 [2], que abrange de forma geral projetos de elementos de aço e estrutura mista de aço e concreto, abordando de forma mais específica os perfis laminados e soldados. Em 2010, foi elaborada uma norma exclusiva para perfis formados a frio em razão de suas particularidades (seção transversal e esbeltez elevada), a ABNT NBR 14762:2010 [3]. Nessa

norma são tratados dois tipos de métodos para o dimensionamento de PFF, o método da largura efetiva (MLE) e o método da seção efetiva (MSE).

O método da largura efetiva (MLE) consiste em diminuir as larguras dos elementos que compõe o perfil submetido total ou parcialmente a tensões de compressão e calcular, com as novas larguras, as propriedades geométricas da seção transversal (**Iturrioz e Grigoletti, 2005**). Já o método da seção (MSE) efetiva, determina-se uma força ou momento local de instabilidade elástica (em substituição da análise de estabilidade elástica) com a qual, diretamente, calculam-se características geométricas reduzidas do perfil [4].

O MLE considera a redução da largura do elemento de chapa do perfil conforme as condições de contorno e a distribuição de tensões no elemento analisado. As condições de contorno dos elementos de chapa são designadas, conforme a ABNT NBR 14762:2010, como AA (elemento apoiado-apoiado) ou AL (elemento apoiado-livre) de acordo com os seus vínculos de borda, como mostra a Figura 4. A distribuição de tensões influenciam diretamente no valor da largura efetiva do elemento, principalmente pela sua forma (uniforme ou não) e pelo seu valor, altos valores de tensões atuantes caracterizam reduções mais expressivas da largura ou tensões não-uniformes com diminuição dos esforços na borda carregada implicam em maiores larguras efetivas.

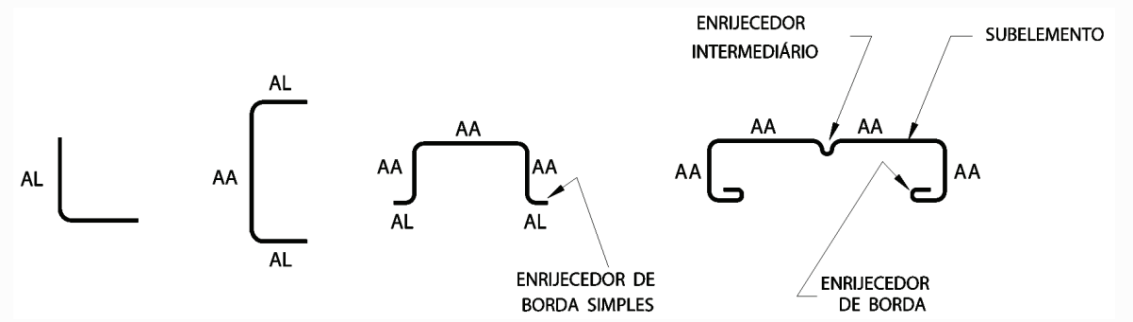


Figura 4. Condições de contornos dos elementos de chapa [3].

No caso do MSE, a redução ocorre considerado a seção transversal completa, sem segmentação dos elementos como MLE. Portanto, o método analisa a tipologia geométrica da seção transversal para definir o coeficiente de redução.

Para os dois métodos deve-se considerar, ainda, a instabilidade distorcional tanto para barras comprimidas quanto para barras fletidas. Neste caso, é necessário realizar uma análise de estabilidade elástica da barra. Para os perfis U simples são dispensados dessa verificação, pois, não são passiveis de flambagem distorcional [3]. Pode-se dispensar essa verificação para os perfis U enrijecido e Z enrijecido, sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia, se a relação entre a largura do enrijecedor (D) e da largura da alma (b_w) for igual ou menor que os valores indicados pela Tabela 1 [3].

Tabela 1. Valores mínimos da relação D/bw de perfis U enrijecido e Z enrijecido para dispensar a verificação da flambagem distorcional [3].

b_f/b_w	b_w/t				
	250	**200**	**125**	**100**	**50**
0,4	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0,6	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0,8	0,05	0,06	0,09	0,12	0,22
1,0	0,05	0,06	0,09	0,11	0,22
1,2	0,05	0,06	0,09	0,11	0,20
1,4	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,6	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,8	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19
2,0	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19

* b_f é a largura da mesa ou do flange do perfil; t é a espessura da chapa do perfil.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A planilha eletrônica de dimensionamento de elementos fletidos foi elaborada conforme os procedimentos da ABNT NBR 14762:2010 [3] para os perfis U simples e U enrijecido formados a frio de diversas dimensões, de acordo com os valores padrões estabelecidos pela ABNT NBR 6355:2003 [1].

2.1. Procedimentos de Dimensionamento dos Elementos Fletidos

No dimensionamento de elementos fletidos, o momento fletor resistente de cálculo e o esforço cortante resistente de cálculo são obtidos separadamente. Após defini-los, realiza-se a verificação dos esforços combinados, conforme a Equação 1, onde considera a interação para uma barra sem enrijecedores transversais de alma.

$$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1{,}0 \qquad (1)$$

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;
M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo;
V_{Sd} é o esforço cortante solicitante de cálculo;
V_{Rd} é o esforço cortante resistente de cálculo.

Para a análise do M_{Rd} estabeleceu-se a verificação dos Estados-limites último de início de escoamento da seção efetiva e de instabilidade lateral com torção, ou também conhecida como flambagem lateral com torção (FLT). No caso do V_{Rd}, analisaram-se os Estados-limites último de início de escoamento e instabilidades locais (mesa e alma).

2.1.2. Momento Fletor Resistente de Cálculo

Para o momento resistente (M_{Rd}) de início de escoamento da seção efetiva utiliza-se a Equação 2:

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} f_y}{\gamma} \therefore \gamma = 1{,}10 \quad (2)$$

Onde W_{ef} é módulo de resistência elástica da seção efetiva em relação à fibra extrema que atinge o escoamento e f_y é a resistência ao escoamento do aço a tração.

Na instabilidade lateral com torção (FLT), o momento resistente (M_{Rd}) é determinado pela Equação 3, em que $W_{c,ef}$ é módulo de resistência elástica da seção efetiva em relação à fibra extrema comprimida e χ_{FLT} é o fator de redução determinado em função do índice de esbeltez reduzida λ_0 (Equação 4) conforme as condições apresentadas:

$$M_{Rd} = \chi_{FLT} \frac{W_{c,ef} f_y}{\gamma} \therefore \gamma = 1{,}10 \quad (3)$$

Se $\lambda_0 \leq 0{,}6 \Rightarrow \chi_{FLT} = 1{,}0$

Se $0{,}6 < \lambda_0 < 1{,}336 \Rightarrow \chi_{FLT} = 1{,}11(1 - 0{,}278.\lambda_0^2)$

Se $\lambda_0 \geq 1{,}336 \Rightarrow \chi_{FLT} = 1/\lambda_0^2$

$$\lambda_0 = \sqrt[2]{\frac{W_c f_y}{M_e}} \quad (4)$$

Em que W_c é módulo de resistência da seção bruta em relação à fibra extrema comprimida e M_e é o momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico, calculado com a seguinte expressão (Equação 5) para seção monossimétrica:

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5} \quad (5)$$

Onde C_b é o fator de redução para o momento fletor não uniforme, que a favor da segurança pode ser tomado igual a 1,0 ou calculado levando em consideração o diagrama de momento fletor da peça, r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção, N_{ey} é a força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo principal y (Equação 6) e N_{ez} é a força axial de flambagem global elástica por torção (Equação 7).

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (6)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0}\left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ\right] \quad (7)$$

Em que *E* é módulo de elasticidade do aço, *G* é o módulo de elasticidade transversal do aço, *J* é a constante de torção, C_w é a constante de empenamento da seção transversal, I_y é o momento de inércia da seção bruta em relação ao eixo y, K_yL_y é o comprimento efetivo de flambagem global em relação ao eixo y e K_zL_z é o comprimento efetivo de flambagem global por torção.

Os métodos MLE e MSE são utilizados para calcular o módulo de resistência (*W*), portanto, para o MLE, segue-se os procedimentos descritos para determinar o valor da largura efetiva b_{ef} (Equações 8 e 9), que depende do índice de esbeltez reduzido do elemento (λ_p) (Equação 10):

Se $\lambda_p \leq 0{,}673$:

$$b_{ef} = b \quad (8)$$

Se $\lambda_p > 0{,}673$:

$$b_{ef} = b\left(\frac{1-0{,}22}{\lambda_p}\right)\frac{1}{\lambda_p} \quad (9)$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0{,}95(Ek/\sigma)^{0{,}5}} \quad (10)$$

Onde:
b é a largura do elemento;
t é a espessura do elemento;
k é o coeficiente de flambagem (instabilidade) local do elemento, calculado de acordo com a Figura 4 para elementos apoiado e apoiado (AA) ou Figura 5 para elementos apoiado e livre (AL) obtidos da ABNT NBR 14762:2010 [3].
σ é a tensão normal de compressão, sendo que para o início do escoamento da seção efetiva $\sigma = f_y$ e para FLT $\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y$.

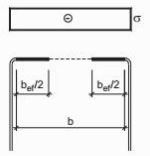
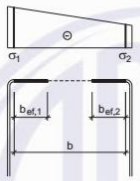
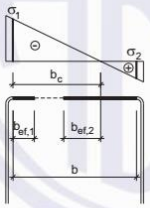
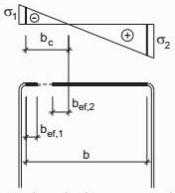
Caso a		$k = 4{,}0$
Caso b		$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1{,}0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
Caso c	 A parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.	$-0{,}236 < \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
Caso d	 A parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq -0{,}236$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = 0{,}5 b_{ef}$ sendo $b_{ef,1} + b_{ef,2} \leq b_c$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
NOTA O sinal (-) indica compressão.		

Figura 5. Largura efetiva e coeficiente de instabilidade local para elementos AA [3].

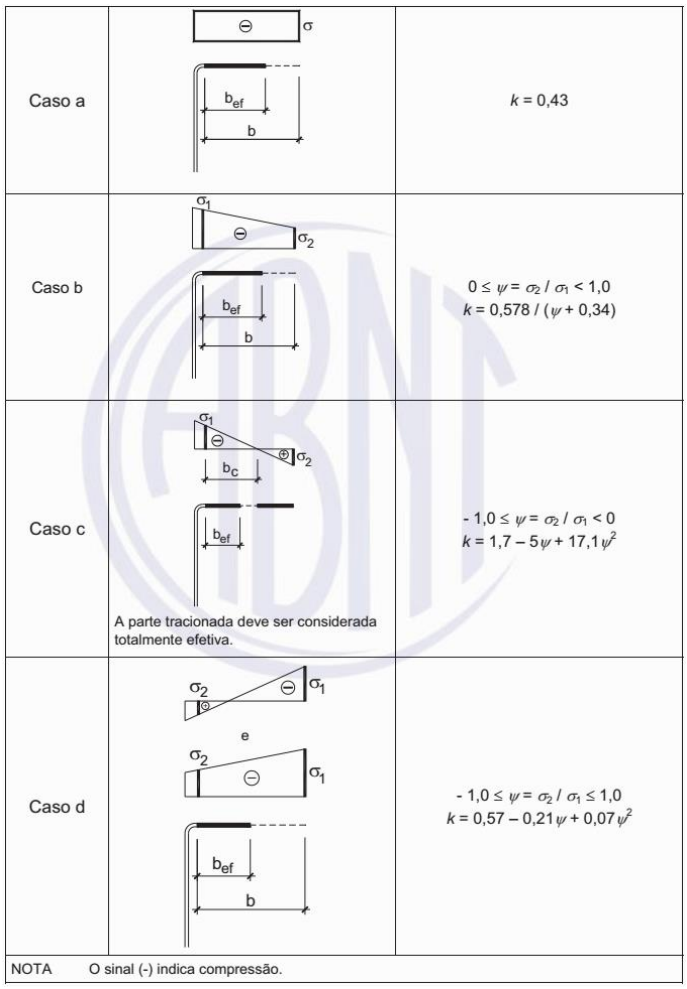


Figura 6. Largura efetiva e coeficiente de instabilidade local para elementos AL [3].

No método MLE, deve-se calcular, para perfis do tipo U enrijecido, a largura efetiva do elemento enrijecedor de borda (d_{ef}), no qual depende do valor obtido por λ_p (Equação 9), calculado conforme as prescrições apresentadas nas Equações 11 e 12.

Se $\lambda_p \le 0{,}673$:

$$\begin{cases} b_{ef} = b \\ d_s = d_{ef} \end{cases} \quad (11)$$

Se $\lambda_p > 0{,}673$:

$$\begin{cases} b_{ef,1} = \dfrac{I_s/I_a}{b_{ef}/2} \le b_{ef}/2 \\ b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1} \\ d_s = (I_s/I_a)d_{ef} \le d_{ef} \end{cases} \quad (12)$$

Onde:

ds é a largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda;

$b_{ef,1}$ e $b_{ef,2}$ são as larguras efetivas do elemento com enrijecedor de borda;

λ_{p0} é o valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento, definido pela Equação 13:

$$\lambda_{p0} = \frac{b/t}{0{,}623(E/\sigma)^{0{,}5}} \quad (13)$$

I_s é o momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao eixo que passa pelo seu centroide e é paralelo ao elemento a ser enrijecido, definido pela Equação 14:

$$I_s = \frac{td(\sin\theta)^2}{12} \quad (14)$$

I_a é o momento de inércia de referência do enrijecedor de borda, dado pela Equação 14:

$$I_a = 399t^4[0{,}487\lambda_{p0} - 0{,}328]^3 \leq t^4[56\lambda_{p0} + 5] \quad (15)$$

No método MSE, o módulo resistente elástico efetivo (W_{ef}) é determinado conforme a seção transversal do perfil, havendo considerações com relação ao tipo de Estado-limite a ser analisado. Portanto, o valor de W_{ef} será determinado conforme as Equações 16 e 17 que depende do resultado de λ_p (Equações 18 e 19), conforme as condições apresentadas a seguir:

Se $\lambda_p \leq 0{,}673$:

$$W_{ef} = W \quad (16)$$

Se $\lambda_p \geq 0{,}673$:

$$W_{ef} = W\left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_p}\right)\frac{1}{\lambda_p} \quad (17)$$

Em que para o inicio do escoamento da seção, tem-se

$$\lambda_p = \sqrt[2]{\frac{Wf_y}{M_l}} \quad (18)$$

E para o FLT

$$\lambda_p = \sqrt[2]{\frac{\chi_{FLT}W_c f_y}{M_l}} \quad (19)$$

Onde:
M_l é o momento fletor de flambagem local elástica, calculado pela seguinte expressão da Equação 20:

$$M_l = k_l \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_w/t)^2} W_c \quad (20)$$

W_c é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra externa comprimida;
k_l é o coeficiente de flambagem local para a seção completa, considerando as expressões indicadas na Figura 6.

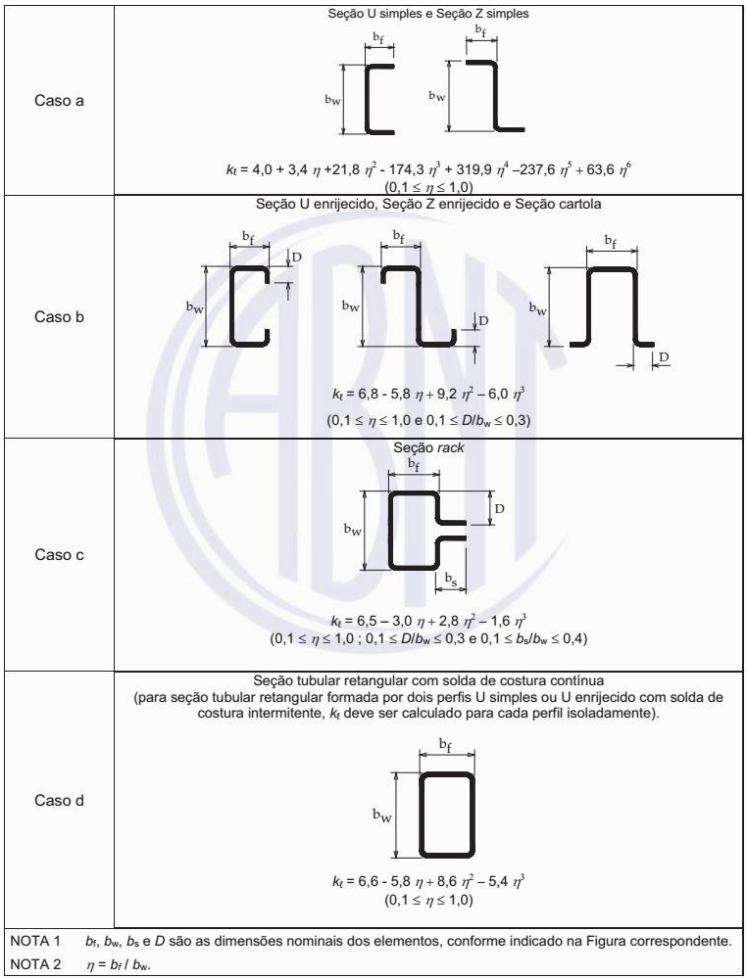


Figura 7. Coeficiente de flambagem local para a seção completa em barras sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia [3].

2.1.2. Esforço Cortante Resistente de Cálculo

O esforço cortante resistente (V_{Rd}) é obtido a partir das condições estabelecidas entre o índice de esbeltez da barra (λ) e os índices de esbeltez limite (λ_p e λ_r), determinados respectivamente

pelas Equações 21, 22 e 23. As condições para o valor de V_{Rd} é dado de acordo com as Equações 24, 25 e 26.

$$\lambda = \frac{h}{t} \quad (21)$$

$$\lambda_p = 1{,}1\sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (22)$$

$$\lambda_r = 1{,}37\sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (23)$$

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$V_{Rd} = 0{,}6\frac{f_y h t}{\gamma} \quad \therefore \quad \gamma = 1{,}10 \quad (24)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$V_{Rd} = 0{,}65\frac{t^2\left(k_v f_y E\right)^{0{,}5}}{\gamma} \quad \therefore \quad \gamma = 1{,}10 \quad (25)$$

Para $\lambda > \lambda_r$:

$$V_{Rd} = \frac{[0{,}905 E k_v t^3/h]}{\gamma} \quad \therefore \quad \gamma = 1{,}10 \quad (26)$$

Onde:
t é a espessura da alma;
h é a largura da alma (altura da parte plana da alma);
k_v é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, dado igual a 5 para alma sem enrijecedores transversais ou para a/h > 3, ou igual a $5 + [5/(a/h)^2]$ para alma com enrijecedores transversais.
a é a distância entre enrijecedores transversais de alma.

2.2. Planilha de Dimensionamento

A planilha foi elabora no Programa Excel 2010 utilizando os recursos do Visual Basic (uso do macro), que auxilia na criação de comandos e formulas por meio da linguagem de programação Basic.

A planilha é composta por abas (janelas) cada uma com uma determinada finalidade. A primeira aba é denominada ENTRADA, como mostra a Figura 7, onde o usuário deve escolher o tipo de perfil (U simples ou U enrijecido) e determinar algumas características do elemento fletido, tais como, comprimento efetivo de flambagem global (K_xL_x, K_yL_y e K_zL_z), fator de modificação para momento fletor não uniforme (C_b) e coeficiente de flambagem local por

cisalhamento (k_v), além da carga linear solicitante na viga dada em kilo Newton por metros (kN/m). Alguns dados já estão disponíveis para o usuário, como as propriedades do aço, que eventualmente podem ser alterados.

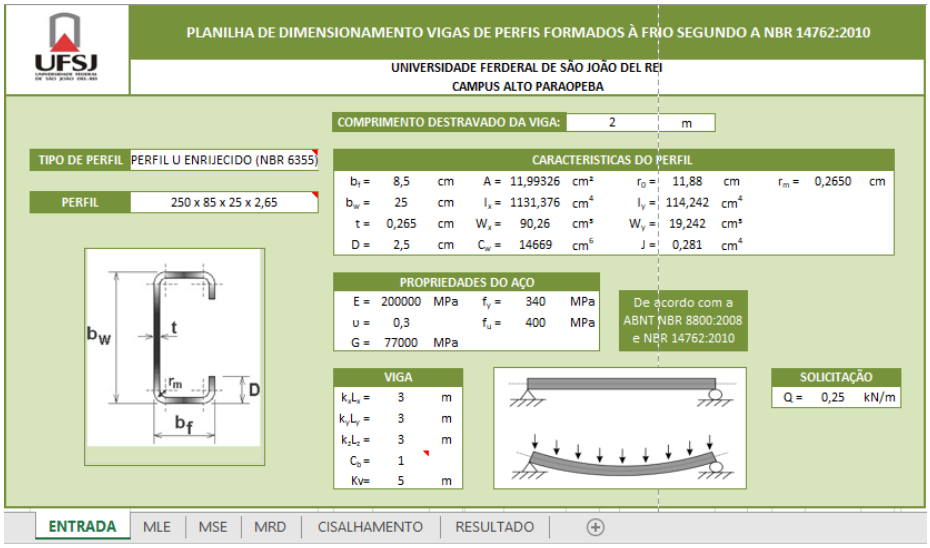


Figura 8. Aba de ENTRADA para inserção de dados da planilha elaborada no Excel 2010.

Com estas informações inseridas, o usuário pode navegar nas abas MLE, MSE, CISALHAMENTO e RESULTADO. Na aba MLE são apresentados alguns valores relevantes para obter o momento fletor resistente de cálculo, de acordo com os parâmetros expostos no Subitem 2.1.2. Assim, são apresentados os parâmetros calculados para a largura efetiva dos elementos apoiado-apoiado (AA) e apoiado-livre (AL), no qual se verifica a efetividade da largura no dimensionamento da flexão através do coeficiente de flambagem local (k) e o índice de esbeltez reduzido (λ). Para cada redução da largura do elemento, uma nova inércia e uma nova distância do centro de gravidade são calculados por meio de processos iterativos. Ao final o W_{ef} é determinado pela relação entre a inércia e a distância do centro de gravidade.

Nas Figuras 8 e 9 são apresentados os resultados dos cálculos dos parâmetros do método MLE para os Estados-limites de início de escoamento da seção efetiva e do FLT, respectivamente, de um perfil U enrijecido.

ÍNICIO DE ESCOAMENTO DA SEÇÃO EFETIVA

ELEMENTO AL: ENRIJECEDOR	ELEMENTO AA MESA	ELEMENTO AA: ALMA
REDUÇÃO DA LARGURA	REDUÇÃO DA LARGURA	REDUÇÃO DA LARGURA
b1 = 1,9700 cm	b2 = 7,4400 cm	b3 = 23,9400 cm
COEFICIENTE DE FLAMBAGEM LOCAL - K	COEFICIENTE DE FLAMBAGEM LOCAL - K	COEFICIENTE DE FLAMBAGEM LOCAL - k
k = 0,4917	k = 2,7885	k = 22,1246
INDICE DE ESBELTEZ REDUZIDO - λ	INDICE DE ESBELTEZ REDUZIDO - λ	INDICE DE ESBELTEZ REDUZIDO - λ
λ = 0,4313	λ = 0,7297	λ = 0,8157
VERIFICAÇÃO DA LARGURA EFETIVA - bef1	VERIFICAÇÃO DA LARGURA EFETIVA - bef2	VERIFICAÇÃO DA LARGURA EFETIVA - bef3
A largura é efetiva	A largura não é efetiva	A largura não é efetiva
bef1= 2,5000 cm	bef2= 7,1220 cm	bef3= 21,4333 cm
	Enrijecedor de borda é necessário	PARCELAS DA LARGURA EFETIVA DA ALMA
	ds=bef1= 1,1173 cm	bef3,1= 5,3620 cm
	PARCELAS DA LARGURA EFETIVA DA MESA	bef3,2= 10,7167 cm
	bef2,1= 1,5915 cm	bc= 12,8884 cm
	bef2,2= 5,5305 cm	

CENTRO DE GRANVIDADE DO PERFIL		
y_G=	12,8884	cm
INERCIA EM RELAÇÃO AO CG		
I_G=	1074,80	cm^4
MODULO DE ELASTICIDADE EFETIVO		
W_{ef}=	**83,3932**	**cm^3**

M_{Rd} = 2577,61 kN.cm

Figura 9. Planilha de retirada da aba MLE referente ao cálculo do Estado-limite de início de escoamento da seção efetiva de um perfil U enrijecido.

INSTABILIDADE LATERAL POR TORÇÃO - FLT

	ELEMENTO AL: ENRIJECEDOR	ELEMENTO A MESA	ELEMENTO AA: ALMA
FORÇA AXIAL DE FLAMBAGEM GLOBAL ELÁSTICA - N_{ey} e N_{ez}:	REDUÇÃO DA LARGURA	REDUÇÃO DA LARGURA	REDUÇÃO DA LARGURA
N_{ey} = 250,56 kN	b1 = 1,9700 cm	b2 = 7,4400 cm	b3 = 23,9400 cm
N_{ez} = 243,29 kN	COEFICIENTE DE FLAMBAGEM LOCAL - K	COEFICIENTE DE FLAMBAGEM LOCAL - K	COEFICIENTE DE FLAMBAGEM LOCAL - k
MOMENTO FLETOR DE FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO - Me:	k = 0,4917	k = 3,3161	k = 23,0770
Me = 29,33 kN.m	INDICE DE ESBELTEZ REDUZIDO - λ	INDICE DE ESBELTEZ REDUZIDO - λ	INDICE DE ESBELTEZ REDUZIDO - λ
ÍNDICE DE ESBELTEZ REDUZIDO ASSOCIADO À FLAMBAGEM GLOBAL - λ_0:	λ = 0,3827	λ = 0,5937	λ = 0,7987
λ_0 = 1,023	VERIFICAÇÃO DA LARGURA EFETIVA - bef1	VERIFICAÇÃO DA LARGURA EFETIVA - bef2	VERIFICAÇÃO DA LARGURA EFETIVA - bef3
FATOR DE REDUÇÃO DO MOMNETO FLETOR RESISTENTE - χ_{FLT}	A largura é efetiva	A largura é efetiva	A largura não é efetiva
χ_{FLT} = 0,787	bef1= 2,5000 cm	bef2= 8,5000 cm	bef3= 21,7176 cm
TENSÃO - σ		Enrijecedor de borda é necessário	PARCELAS DA LARGURA EFETIVA DA ALMA
σ= 267,629 Mpa		ds=bef1= 2,00 cm	bef3,1= 5,4294 cm
		→ PARCELAS DA LARGURA EFETIVA DA MESA	bef3,2= 10,8588 cm
		bef2,1= 1,8995 cm	bc= 12,5000 cm
		bef2,2= 5,1 cm	

CENTRO DE GRANVIDADE DO PERFIL		
y_G=	12,5000	cm
INERCIA EM RELAÇÃO AO CG		
I_G=	1117,56	cm^4
MODULO DE ELASTICIDADE EFETIVO		
W_{ef}=	**89,4051**	**cm^3**

M_{Rd} = 2175,22 kN.cm

Figura 10. Planilha retirada da aba MLE referente ao cálculo do Estado-limite de instabilidade lateral por torção (FLT) para um perfil U enrijecido.

Na aba MSE são exibidos os parâmetros calculados a partir dos casos A e B, respectivamente para perfis U e U enrijecido. A partir dessa classificação se determina o valor do coeficiente de flambagem local (k_l) e o momento fletor de flambagem local elástica (M_l). Em seguida, obtém-se o índice de esbeltez reduzido (λ_p), que definirá a redução ou não do W_{ef}. Na Figura 10 é apresentada a aba MSE com os parâmetros calculados para os Estados-limites de início de escoamento da seção efetiva e do FLT de um perfil U enrijecido.

METODO DA SEÇÃO EFETIVA - MSE

ÍNICIO DE ESCOAMENTO DA SEÇÃO EFETIVA

COEFICIENTE DE FLAMBAGEM LOCAL - k_l:

CASO B

η = 0,34 a = 28,62

μ = 0,10 b = 0,00

k_l = 28,62

MOMENTO FLETOR DE FLAMBAGEM LOCAL ELÁSTICA - M_l:

M_l = 52,46 kN.m

ÍNDIDE DE ESBELTEZ REDUZIDO - λ_p:

λ_p = 0,7649

MÓDULO DE RESISTÊNCIA ELÁSTICO DA SEÇÃO EFETIVA - W_{ef}:

W_{ef} = 84,0652 cm³

M_{Rd} = 2598,38 kN.cm

FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO

FORÇA AXIAL DE FLAMBAGEM GLOBAL ELÁSTICA - N_{ey} e N_{ez}:

N_{ey} = 250,56 kN

N_{ez} = 243,29 kN

MOMENTO FLETOR DE FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO - M_e:

M_e = 29,33 kN.m

ÍNDICE DE ESBELTEZ REDUZIDO ASSOCIADO À FLAMBAGEM GLOBAL - λ_0:

λ_0 = 1,02

FATOR DE REDUÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE - χ_{FLT}

χ_{FLT} = 0,787

MOMENTO FLETOR DE FLAMBAGEM LOCAL ELÁSTICA - M_l:

M_l = 52,46 kN.m

ÍNDIDE DE ESBELTEZ REDUZIDO - λ_p:

λ_p = 0,6786

MÓDULO DE RESISTÊNCIA ELÁSTICO DA SEÇÃO EFETIVA - W_{ef}:

W_{ef} = 89,8885 cm³

M_{Rd} = 2186,98 kN.cm

Figura 11. Planilha retirada da aba MSE referente aos cálculos de dimensionamento de um perfil U enrijecido utilizando o método MSE.

Já na aba CISALHAMENTO encontra-se os índices de esbeltez limite (λ, λ_p, λ_r) para o cálculo do esforço cortante de cálculo para uma viga biapoiada com carregamento uniformemente distribuído, como mostra a Figura 11.

CISALHAMENTO

$$\lambda = \frac{h}{t} = 92$$

$$\lambda_p = 1{,}08\left(\frac{Ek_v}{f_y}\right)^{0{,}5} = 59$$

$$\lambda_r = 1{,}4\left(\frac{Ek_v}{f_y}\right)^{0{,}5} = 76$$

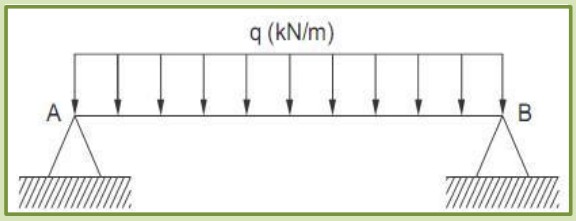


Figura 12. Planilha retirada da aba CISALHAMENTO referente ao cálculo dos índices de esbeltez do perfil.

Na aba RESULTADO (ver Figura 12), pode-se aferir as relações entre as reduções proporcionadas por cada método (MLE e MSE) e a relação entre ambos. Também é definido qual valor de momento resistente adotado entre os métodos de dimensionamento. Há ainda um quadro em que é possível verificar os diagramas de esforços solicitantes da viga biapoiada. No final é feito a verificação combinada dos esforços.

PLANILHA DE DIMENSIONAMENTO VIGAS DE PERFIS FORMADOS À FRIO SEGUNDO A NBR 14762:2010

UFSJ UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO JOÃO DEL-REI

UNIVERSIDADE FERDERAL DE SÃO JOÃO DEL REI
CAMPUS ALTO PARAOPEBA

MODULO DE RESISTÊNCIA ELÁSTICO

MLE:
W_{ef} = 89,41 cm³
Redução: 1 %

MSE:
W_{ef} = 89,89 cm³
Redução: 0 %

MLE/MSE: 99 %

MOMENTO FLETOR RESISTENTE

MLE:
2175,22 kN.cm FLT

MSE:
2186,98 kN.cm FLT

M_{Rd} = 2175,22 kN.cm MLE

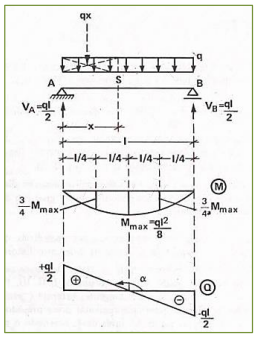
ESFORÇO CORTATE RESISTENTE

V_{Rd}= 62,57 kN DOMINIO DA FLAMBAGEM

SOLICITANÇÃO

Momento Solicitante:
M_{Sd} = 0,28 kN.cm

Esforço Cortate Solicitante:
V_{Sd} = 0,38 kN



VERIFICAÇÃO

Momento Fletor:

Resiste a solicitação: Mrd > Msd

Cortante:

Resiste a solicitação: Vrd > Vsd

Combinação:

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}}\right) + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}}\right) \leq 1{,}0$$

Ok, resiste a solicitação

Figura 13. Planilha retirada da aba RESULTADOS referentes ao processo final de cálculo e as verificações de um perfil U enrijecido.

2.3. Verificação da Planilha

A validação da planilha se deu por meio de comparações entre os resultados de momento fletor resistente de vigas formadas por perfis U simples e U enrijecido obtidos analiticamente e pela planilha, para os métodos MLE e MSE.

Utilizou-se para a validação os perfis U150x75x3,0 (U simples) e Ue250x85x25x2,65 (U enrijecido) considerando uma viga biapoiada com comprimentos de 3 metros, para o primeiro perfil, e 2 metros para o último. Na Tabela 2 é apresentado os resultados obtidos entre as duas análises para fins de validação, nela encontra-se os valores de momento fletor resistente (M_{Rd}) e o módulo resistente efetivo (W_{ef}) para cada Estado-limite e para cada método, e, além disso, a diferença entre os valores analítico e da planilha em porcentagem.

Tabela 2. Resultados comparativos de dimensionamento de viga para o momento fletor para fins de validação da planilha eletrônica.

			Perfil U150x75x3,0		Diferença (%)	Perfil Ue250x85x25x2,65		Diferença (%)
			Analítico	Planilha		Analítico	Planilha	
MLE	Inicio do Escoamento da seção	W_{ef} (cm³)	32,78	32,57	0,64	83,51	83,40	0,13
		M_{Rd} (kN.cm)	741,59	740,13	0,20	2581,00	2577,61	0,13
	Flambagem Lateral com torção	W_{ef} (cm³)	32,88	34,86	-6,02	84,48	84,29	0,22
		M_{Rd} (kN.cm)	558,08	557,29	0,14	2517,00	2511,49	0,22
MSE	Inicio do Escoamento da seção	W_{ef} (cm³)	33,47	33,47	0,00	84,06	84,07	-0,01
		M_{Rd} (kN.cm)	761,00	760,78	0,03	2598,00	2598,38	-0,01
	Flambagem Lateral com torção	W_{ef} (cm³)	37,68	37,69	-0,03	84,98	84,98	0,00
		M_{Rd} (kN.cm)	602,91	602,66	0,04	2532,00	2531,99	0,00

Pode-se observar da Tabela 2 que os valores analíticos apresentam uma boa aproximação aos valores da planilha com uma diferença abaixo de 1%. Os valores de diferença negativos significam que o valor analítico é menor em relação ao valor obtido pela planilha. Assim, a planilha apresenta resultados satisfatórios para o uso do dimensionamento, para tanto os métodos MLE e MSE, de vigas fletidas formadas por perfis U simples e U enrijecido.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A planilha permite fazer uma comparação entre os métodos MLE e MSE de maneira determinar o método mais eficiente para o cálculo do momento fletor resistente (M_{Rd}). Além de analisar as reduções no modulo de resistência elástica nos perfis.

3.1. Análise dos Métodos de Dimensionamento

Na Tabela 3 é mostrado as reduções no módulo de resistência elástico efetiva (W_{ef}) com relação aos métodos aplicados (MLE e MSE) e ao método escolhido para o dimensionamento, que represente o valor mais crítico, ou seja, o menor valor. A redução é obtida pela diferença entre o módulo de resistência elástico (W_x) e o módulo de resistência elástico efetiva (W_{ef}).

Tabela 3. Redução do módulo de resistência elástico para perfis U simples e U enrijecido.

	Perfil	W_x (cm³)	MLE		MSE		Método
			W_{ef} (cm³)	Redução	W_{ef} (cm³)	Redução	
U simples	U50x25x3	4,1333	4,1074	0,0259	4,1333	0,0000	MLE
	U75x40x3	10,4787	10,4514	0,0273	10,4787	0,0000	MLE
	U100x40x3	15,3325	15,3088	0,0237	15,3325	0,0000	MLE
	U100x50x3	18,2434	18,2170	0,0264	18,2434	0,0000	MLE
	U100x75x3	25,5210	19,9615	5,5595	22,7158	2,8052	MLE
	U125x50x2	16,7762	15,7161	1,0601	16,7762	0,0000	MLE
	U125x75x3	33,6245	27,0764	6,5481	29,9456	3,6789	MLE
	U150x50x3	31,3271	31,3051	0,0220	31,3271	0,0000	MLE
	U150x75x3	42,3537	34,8559	7,4978	37,6940	4,6597	MLE
	U200x50x3	46,9116	46,8917	0,0199	46,9116	0,0000	MLE
	U200x75x3	61,6878	52,3840	9,3038	54,7741	6,9137	MLE
	U200x100x3	76,4639	53,9101	22,5538	51,7648	24,6991	MSE
	U250x100x3	102,0483	74,5348	27,5135	68,2531	33,7952	MSE
	U300x100x3	130,1330	85,7414	44,3916	86,2187	43,9143	MLE
U enrijecido	Ue50x25x10x2,65	4,0845	3,8681	0,2164	4,0845	0,0000	MLE
	Ue75x40x15,2,65	10,5541	10,1812	0,3729	10,5541	0,0000	MLE
	Ue100x40x17x2,65	15,8011	13,4073	2,3938	15,8011	0,0000	MLE
	Ue100x50x17x2,65	18,3815	17,8944	0,4871	18,3815	0,0000	MLE
	Ue125x50x17x2,65	24,7275	24,2033	0,5242	24,7275	0,0000	MLE
	Ue150x60x20x2,65	36,2298	35,5897	0,6404	36,2298	0,0000	MLE
	Ue200x75x25x2,65	62,8816	62,0484	0,8332	62,8816	0,0000	MLE
	Ue50x25x10x2,65	4,0845	3,8681	0,2164	4,0845	0,0000	MLE
	Ue75x40x15,2,65	10,5541	10,1812	0,3729	10,5541	0,0000	MLE
	Ue100x40x17x2,65	15,8011	13,4073	2,3938	15,8011	0,0000	MLE
	Ue100x50x17x2,65	18,3815	17,8944	0,4871	18,3815	0,0000	MLE
	Ue125x50x17x2,65	24,7275	24,2033	0,5242	24,7275	0,0000	MLE
	Ue150x60x20x2,65	36,2298	35,5897	0,6404	36,2298	0,0000	MLE
	Ue200x100x25x2,65	75,9568	70,0796	5,8772	75,9568	0,0000	MLE
	Ue250x85x25x2,65	90,2600	90,5101	7,4978	90,2600	0,0000	MLE
	Ue250x100x25x2,65	101,3123	94,1221	7,1902	101,3123	0,0000	MLE
	Ue300x85x25x2,65	117,0725	116,0384	1,0341	113,9605	3,1120	MSE
	Ue300x100x25x2,65	128,8925	120,4351	8,4574	121,2614	7,6311	MLE

Nota-se que o MLE é o método mais conservador em relação ao MSE, o que era de se esperar devido suas características de análise, apresentando reduções consideráveis, principalmente quando se tem um elemento com enrijecedor de borda, como no caso dos perfis U enrijecido.

Observa-se ainda que quanto maior a seção do perfil (mesas e alma) maior será a redução de W_{ef} nos dois métodos de análise. É possível perceber reduções consideráveis no método MSE, como, por exemplo, nos perfis U250x100x3 e Ue300x100x25x2,65, porém, em todos os casos o método MLE predominou.

Ao desconsiderar elementos que não são efetivos na resistência do perfil, o método MLE reduz as tensões na seção do perfil, se tornando um método mais eficaz no dimensionamento do momento fletor resistente.

Para avaliar os métodos MLE e MSE de forma mais efetiva, selecionaram-se os perfis U simples 100x50x*t* e U enrijecidos 125x50x17x*t*, nos quais buscou-se variar as espessuras (*t*) do perfil e os comprimentos destravados da viga, como mostram as Tabelas 4 e 5. As espessuras foram variadas conforme a disponibilidade dos perfis no mercado e os comprimentos foram selecionados em 1,0 m, 1,5 m e 3,0 m.

Tabela 4. Verificação da variação da espessura e do comprimento de perfis U simples (U 100x50x*t*) no cálculo do M_{Rd} e do método de cálculo utilizado.

Perfil: U 100x50xt						
Espessura (mm)	**Compr. (m)**	**M_{MLE} (kN.cm)**	**M_{MSE} (kN.cm)**	**$\frac{M_{MLE}}{M_{MSE}}$**	**M_{Rd} (kN.cm)**	**Método**
1,50	0,5	148,66	138,06	1,08	138,06	MSE
	1,0	147,54	137,29	1,07	137,29	MSE
	1,5	130,47	125,28	1,04	125,28	MSE
	3,0	64,32	70,87	0,91	64,32	MLE
2,00	0,5	219,30	225,42	0,97	219,30	MLE
	1,0	217,97	224,33	0,97	217,97	MLE
	1,5	194,61	204,69	0,95	194,61	MLE
	3,0	104,84	114,65	0,91	104,84	MLE
2,25	0,5	257,00	272,87	0,94	257,00	MLE
	1,0	255,69	271,71	0,94	255,69	MLE
	1,5	229,31	248,02	0,92	229,31	MLE
	3,0	128,81	136,50	0,94	128,81	MLE
2,65	0,5	319,48	351,40	0,91	319,48	MLE
	1,0	318,40	350,37	0,91	318,40	MLE
	1,5	287,52	320,13	0,90	287,52	MLE
	3,0	175,56	175,76	0,99	175,56	MLE
3,00	0,5	375,28	414,62	0,91	375,28	MLE
	1,0	374,67	413,81	0,91	374,67	MLE
	1,5	340,18	368,25	0,92	340,18	MLE
	3,0	214,11	214,42	0,99	214,11	MLE

Perfil: U 100x50xt						
Espessura (mm)	Compr. (m)	M_{MLE} (kN.cm)	M_{MSE} (kN.cm)	$\frac{M_{MLE}}{M_{MSE}}$	M_{Rd} (kN.cm)	Método
3,35	0,5	431,03	457,87	0,94	431,03	MLE
	1,0	431,03	457,87	0,94	431,03	MLE
	1,5	393,47	411,00	0,96	393,47	MLE
	3,0	256,15	256,62	0,99	256,15	MLE
3,75	0,5	504,84	506,01	0,99	504,84	MLE
	1,0	504,84	506,01	0,99	504,84	MLE
	1,5	458,54	459,61	0,99	458,54	MSE
	3,0	306,66	307,37	0,99	306,66	MLE
4,25	0,5	540,28	564,26	0,96	540,28	MLE
	1,0	540,28	564,26	0,96	540,28	MLE
	1,5	518,20	519,20	0,99	518,20	MLE
	3,0	369,83	370,94	0,99	369,83	MLE
4,75	0,5	618,03	620,38	0,99	618,03	MLE
	1,0	618,03	620,38	0,99	618,03	MLE
	1,5	576,75	578,95	0,99	576,75	MLE
	3,0	432,24	433,88	0,99	432,24	MLE

Tabela 5. Verificação da variação da espessura e do comprimento de perfis U enrijecido (Ue 125x50x17x*t*) no cálculo do M_{Rd} e do método de cálculo utilizado.

Perfil: Ue 125x50x17xt						
Espessura (mm)	Compr. (m)	M_{MLE} (kN.cm)	M_{MSE} (kN.cm)	$\frac{M_{MLE}}{M_{MSE}}$	M_{Rd} (kN.cm)	Método
2,00	0,5	429,59	436,57	0,98	429,59	MLE
	1,0	429,59	436,57	0,98	429,59	MLE
	1,5	406,49	413,10	0,98	406,49	MLE
	3,0	228,60	232,32	0,98	228,60	MLE
2,25	0,5	477,01	485,76	0,98	477,01	MLE
	1,0	477,01	485,76	0,98	477,01	MLE
	1,5	451,30	459,58	0,98	451,30	MLE
	3,0	260,69	265,46	0,98	260,69	MLE
2,65	0,5	550,07	561,99	0,98	550,07	MLE
	1,0	550,07	561,99	0,98	550,07	MLE
	1,5	520,58	531,86	0,98	520,58	MLE
	3,0	314,31	321,12	0,98	314,31	MLE
3,00	0,5	611,18	626,21	0,98	611,18	MLE
	1,0	611,18	626,21	0,98	611,18	MLE
	1,5	578,85	593,09	0,98	578,85	MLE
	3,0	363,58	372,52	0,98	372,52	MLE

Perfil: Ue 125x50x17xt						
Espessura (mm)	Compr. (m)	M_{MLE} (kN.cm)	M_{MSE} (kN.cm)	$\frac{M_{MLE}}{M_{MSE}}$	M_{Rd} (kN.cm)	Método
3,35	0,5	669,68	688,12	0,97	688,12	MLE
	1,0	669,68	688,12	0,97	688,12	MLE
	1,5	635,01	652,50	0,97	635,01	MLE
	3,0	414,03	425,43	0,97	414,03	MLE

Percebe-se, pelas Tabelas 4 e 5, que o método MLE é dominante no cálculo de M_{Rd}. Essa conclusão também é reforçada pelas observações obtidas na Tabela 3, em que o método MLE se apresenta conservador na redução do W_{ef}, isto é, o método restringe consideravelmente a largura do elemento na resistência dos esforços.

Entretanto, a relação entre os dois métodos (MLE e MSE) permite que ambos sejam utilizados no cálculo do M_{Rd}, pois, a diferença entre eles se aproxima bastante de 1. Assim, o método MSE apresenta valores semelhantes àqueles obtidos no método MLE, o que o torna também eficaz no dimensionamento da flexão, simplificando o processo de cálculo, uma vez que emprega apenas a redução da seção transversal.

Além disso, pode-se observar nas Tabelas 4 e 5 que com aumento do comprimento da viga menor será o M_{Rd} independentemente do método utilizado. Isso se justifica, pois, as forças axiais de instabilidade global elástica são inversamente proporcionais ao quadrado do comprimento da viga, portanto, quanto maior o comprimento da viga menor será sua resistência as deformações.

4 CONCLUSÃO

Os perfis formados a frio têm se tornado uma opção viável no mercado da construção civil diante das suas características vantajosas como peso próprio reduzido e facilidade na fabricação, transporte e montagem. Entretanto, alguns cuidados são necessários para o seu dimensionamento, pois são bastante suscetíveis a deformações e as instabilidades, além de possuírem baixa rigidez à torção, à flexão e à compressão.

Para o dimensionamento dos PFFs existem dois métodos MLE e MSE, que se diferem pela sua complexidade e simplicidade de cálculo. Com isso, a planilha se torna uma ferramenta importante para entender o passo a passo de cada método, tal como a eficiência de cada um para os elementos fletidos, mais especificamente de vigas biapoiadas com comprimento destravado.

A planilha apresenta resultados próximos aqueles obtidos analiticamente, com diferença inferior a 1%, proporcionando um processo de cálculo ágil e eficiente para determinar a resistências de barras fletidas compostas por perfis U simples ou U enrijecido, considerando os

Estados-limites de início de escoamento da seção efetiva e da instabilidade lateral com torção (FLT).

Além disso, é possível verificar as reduções dos elementos do perfil calculado (método MLE) ou da seção (método MSE) através da aba resultado da planilha, que através de uma serie de análise mostrou que o MLE é o método mais conservador, apresentando valores consideráveis de redução e consequentemente valores críticos de M_{Rd}. Apesar disso, os resultados apontam que o MSE também apresenta valores bem próximos daqueles obtidos pelo MLE, podendo ser escolhido para o dimensionamento de elementos fletidos.

Recomenda-se uma análise mais ampla dos métodos da ABNT NBR 14762:2010 [3] incluído o método de rigidez direta, e também a implementação dos demais Estados-limites de vigas, levando em conta as instabilidades locais e carregamentos pontuais.

REFERÊNCIAS

1 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6355:2003: Perfis Estruturais de Aço Formados a Frio - Padronização. Rio de Janeiro, 2003.

2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8800:2008: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

3 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 14762:2010: Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio – Procedimento. Rio de Janeiro, 2010.

4 CARVALHO, P. C.; GRIGOLETTI, G.; BARBOSA, D. B. Curso Básico de Perfis Formados a Frio. 3ª ed. Porto Alegre: 2014.

5 CHODRAUI, G. M. B.; MALITE, M. Flambagem por Distorção da Seção Transversal em Perfis de Aço Formados a Frio Submetidos à Compressão Centrada e Flexão. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos. 2007; volume 9: p. 27-47.

6 PFEIL, W. Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático. 8ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

7 PIERIN, I.; SILVA, V. P.; LA ROVERE, H. L. Forças Normais e Momentos Fletores Críticos de Perfis Formados a Frio. Revista da Estrutura de Aço. 2013, p. 21-40.

8 SILVA, E. L.; PIERIN, I.; SILVA, V. P. Manual de Construção em Aço: Dimensionamento de Perfis Formados a Frio Conforme NBR 14762 e NBR 6344. Instituto Aço Brasil. Rio de Janeiro: CBCA, 2014.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

SIMULAÇÃO DE TÚNEL DE VENTO ELETRÔNICO EM EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS: ESTUDO DE CASO DO EXPOMINAS TEÓFILO OTONI

Brunno Brandão Rodrigues[1]
Daniel Francisco Alves de Souza [2]
Eduardo Lourenço Pinto [3]
Mariana Carla Costa Baffa[4]

Resumo
O avanço da engenharia busca materiais mais resistentes para suportar os casos mais variados e extremos de aplicação. Ao mesmo tempo, estes materiais devem ser dotados de leveza, flexibilidade e, consequentemente, esbeltez. Embora as características desses materiais tragam benefícios, como a redução do peso próprio, essas mesmas características podem tornar as edificações mais suscetíveis a efeitos dinâmicos de instabilidade. O vento é um importante elemento causador de ações variáveis e a não verificação da influência exercida pelo mesmo pode comprometer a resposta em serviço e a segurança no estado limite último. Este trabalho irá desenvolver um estudo numérico de dois modelos de edifícios industriais, uma geometria genérica e um estudo de caso do Expominas Teófilo Otoni, os quais foram submetidos individualmente aos efeitos das ações dinâmicas através de túnel de vento eletrônico na plataforma computacional *software ANSYS*. Ao se realizar a análise numérica observou-se as implicações geradas pela vorticidade nos modelos de edifícios industriais, as quais foram causadoras de fenômenos que requerem atenção por serem potenciais ocasionadores de acidentes.

Palavras-chave: Análise numérica da dinâmica dos fluidos; Edifícios Industriais; Túnel de vento eletrônico; Turbulência.

DIGITAL WIND TUNNEL SIMULATION IN INDUSTRIAL BUILDINGS: CASE STUDY OF THE EXPOMINAS TEÓFILO OTONI

Abstract

The advance of engineering looks for more resistant materials to support the most varied and extreme cases of application. At the same time, these materials must present lightness, flexibility, and, consequently, slenderness. Although the characteristics of these materials bring benefits, such as the reduction of the own weight, these attributes could make the buildings more susceptible to dynamic and instability effects. The wind is an important element causing variable actions and the non-verification of the influence exerted by it can compromise the response in service and safety in the ultimate limit state. This work will develop the numerical study of two models, a generic geometry industrial shed and a case study of the Expominas Teófilo Otoni which were simulated individually on the software ANSYS. These models were submitted to the effect of the dynamic actions through the application of the digital wind tunnel. When performing the numerical analysis, it was observed the implications generated by vorticity in the models, which were cause of phenomena that require attention because they are potential causers of accidents.

Keywords: Computational fluid dynamics; Digital wind tunnel; Industrial steel buildings; Turbulence.

[1] Engenheiro Civil, Graduado, Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia - ICET, Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri - UFVJM, Teófilo Otoni, MG, Brasil.

[2] Engenheiro Civil, Graduado, Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia - ICET, Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri - UFVJM, Teófilo Otoni, MG, Brasil.

[3] Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Civil, Professor Assistente II, Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia - ICET, Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri - UFVJM, Teófilo Otoni, MG, Brasil.

[4] Engenheira Civil, Graduada, Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia - ICET, Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri - UFVJM, Teófilo Otoni, MG, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

O manual do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) [1] caracteriza os edifícios industriais, ou galpões, como: "sistemas estruturais compostos por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças.". Alguns exemplos de diferentes finalidades para estes edifícios são os almoxarifados, estacionamentos, depósitos, oficinas, fábricas, centros de convenções e entre outros.
Os edifícios industriais são apresentados em diferentes modelos, cada um com suas características que lhe são peculiares. Podem ser diferenciados pelas formas de coberturas, as quais devem ser escolhidas após análise minuciosa dos envolvidos no projeto.
Têm-se aplicado estruturas metálicas na concepção de galpões visando os efeitos benéficos que o uso do aço atrai. Destacam-se: a rápida execução do projeto; o alívio de cargas pela diminuição do peso próprio da estrutura, resultando em menores tensões no solo; maior aproveitamento da área efetiva da construção devido a sua ductilidade. Por outro lado, algumas dessas características exigem que os projetistas tenham de ter maior cautela, em especial com instabilidade e as ações de características variáveis.
Um importante elemento causador de ações variáveis é o vento. Para que o projetista possa desenvolver uma edificação que suporte esses efeitos a NBR 6123:1988 [2], Forças Devidas ao Vento em Edificações, dá as especificações técnicas necessárias para tanto. A norma regulamentadora permite, desde que sejam obedecidas certas recomendações, usar métodos simplificadores e caracterizar as ações dinâmicas do vento como ações estáticas.
Contudo, Manfrim [3] mostra que, quando se considera a ação do vento em sua natureza dinâmica, a solicitação na estrutura será superior a ação de vento considerada como estática. Isso implica que maiores margens de segurança serão atingidas quando edificações pertinentes são dimensionadas para efeitos dinâmicos do vento.
Uma ferramenta para análise estrutural e obtenção de efeitos dinâmicos do vento são softwares que fazem simulações de túneis de vento eletrônico com a utilização dos métodos numéricos. Com isso, esse trabalho tem como objetivo realizar uma análise dinâmica do vento em galpões utilizando a ferramenta computacional *softwares ANSYS 18.1* [4], e a partir dos dados numéricos, analisar as distribuições de velocidades e os contornos de pressão presentes nos Modelos de galpões industriais devido ao efeito do vento, realizar identificação e caracterização das regiões de formação de vórtices em cada um dos Modelos estudados. Assim como, estudar o comportamento da camada limite e as regiões onde ocorrem a separação, bem como avaliar os contornos de pressões que podem ser gerados e influenciados tanto por incidência direta do vento quanto pelas formações de vórtices.

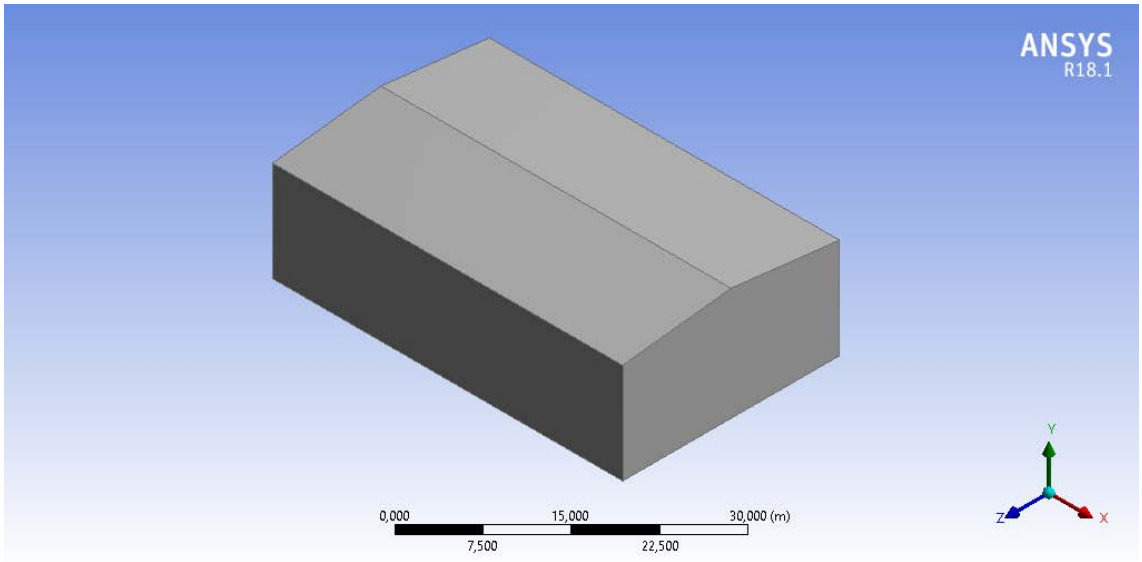
1.1 CAMADA LIMITE

A camada limite pode ser entendida como uma fina camada de fluido que circuncida um sólido, apresentando crescimento em direção a sotavento. Ao longo do seu movimento há uma tendência de desaceleração das partículas que se encontram em contato com a superfície do sólido, gerando um gradiente de pressão que se contrapõem a direção do seu movimento. Esse comportamento tende a desprender o fluido da superfície sólida (Blessmann [5]).
A camada limite passa pelo estágio laminar, de transição e turbulento, diferenciados pelo gradiente de velocidade ao longo da superfície. A zona turbulenta, por ser a mais recorrente, torna-se a mais importante para aplicações da aerodinâmica na engenharia civil. (Blessmann [5]).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este trabalho, por sua vez, desenvolveu o estudo numérico de dois modelos, simulados individualmente na plataforma computacional software *ANSYS* versão 18.1 [4], submetendo-os ao efeito da ação dinâmica do vento representado pelo túnel de vento eletrônico.
A NBR 6123:1988 [2] realiza para telhados múltiplos com uma água vertical (Shed) ventos com incidência à 0º, 90º e 180º. Para os demais tipos de cobertura a norma realiza incidência de vento apenas a 0º e 90º.
O Modelo 1, conforme mostrado na Figura 3, trata-se de um galpão com cobertura em duas águas. Para este, realizou-se duas análises de incidência na estrutura com ventos a 0º e 90º, seguindo o critério da NBR 6123:1988 [2].

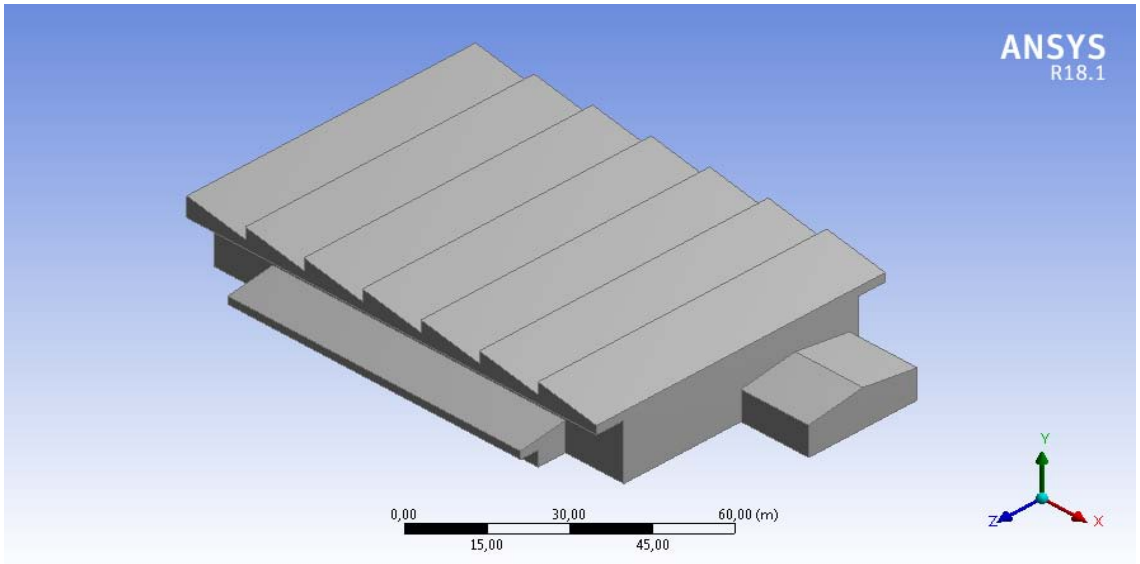
Figura 3 - Galpão com cobertura em duas águas.



Fonte: Autor.

O Modelo 2, conforme mostrado na Figura 4, trata-se do estudo de caso da maquete eletrônica do Centro de Convenções Expominas Teófilo Otoni.

Figura 4 - Maquete eletrônica do Centro de Convenções Expominas Teófilo Otoni.



Fonte: Autor.

Idealizado pela Companhia de Desenvolvimento Econômico de Minas Gerais (CODEMIG) [8], locado no vale do Mucuri, na cidade de Teófilo Otoni, no nordeste do Estado de Minas Gerais, é um espaço multiuso destinado a receber até oito mil pessoas, conforme mostrado na Figura 5. Sua concepção foi realiza com cobertura em *Shed*, possuindo um pavilhão para feiras e eventos com 3.915 m², um auditório para 1.012 pessoas, salas multiuso e estacionamento para 509 veículos, segundo informações da própria CODEMIG [8].

Figura 5 - Foto do Centro de Convenções Expominas Teófilo Otoni.

Fonte: http://www.codemig.com.br/atuacao/turismo/turismo-de-negocios/expominas-teofilo-otoni.

O estudo de caso da maquete eletrônica do Centro de Convenções Expominas Teófilo Otoni, Modelo 2, segue a forma geométrica da edificação real embora tenha sido reduzida na escala de

1:100. Esta decisão foi tomada no sentido de se reduzir os números de nós da malha do modelo, diminuindo consideravelmente o tempo de processamento da análise. Pois, segundo Blessmann [5], existirá semelhança dinâmica de escoamento e as forças em pontos correspondentes da edificação e seu modelo reduzido guardarão relação constante.
O Modelo 2 foi submetido a três direções de incidência de vento (0º, 90º e 180º), por se tratar de uma cobertura *Shed*.
Desta maneira, na Tabela 1 constam-se as dimensões dos galpões modelados neste trabalho.

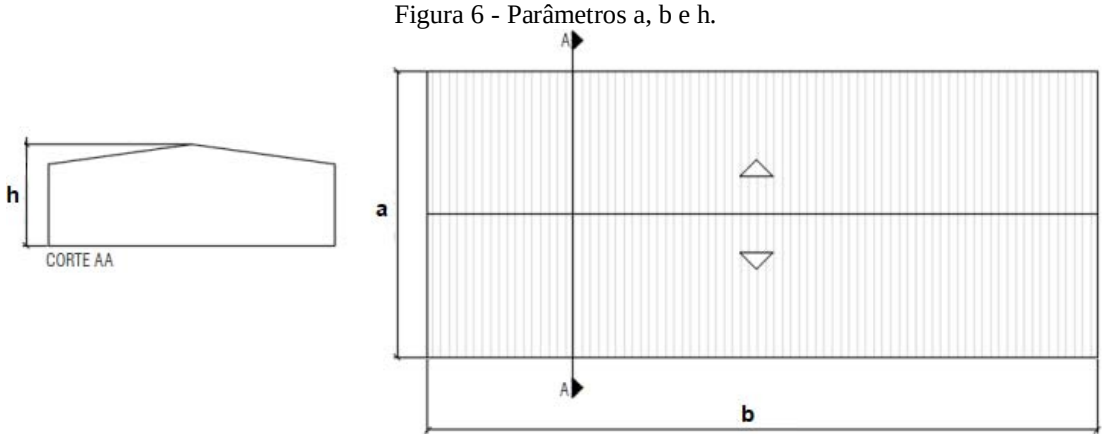
Tabela 1 - Dimensões dos Galpões

Parâmetros	Modelo 1	Modelo 2
a (m)	26,00	26,00
b (m)	42,00	42,00
h (m)	13,50	13,50
A (m²)	1092,00	1092,00

Fonte: Autor.

Os parâmetros a, b e h são as maiores dimensões dos galpões, são mostrados na Figura 6.

Figura 6 - Parâmetros a, b e h.



Fonte: Negri, 2017. Adaptado.

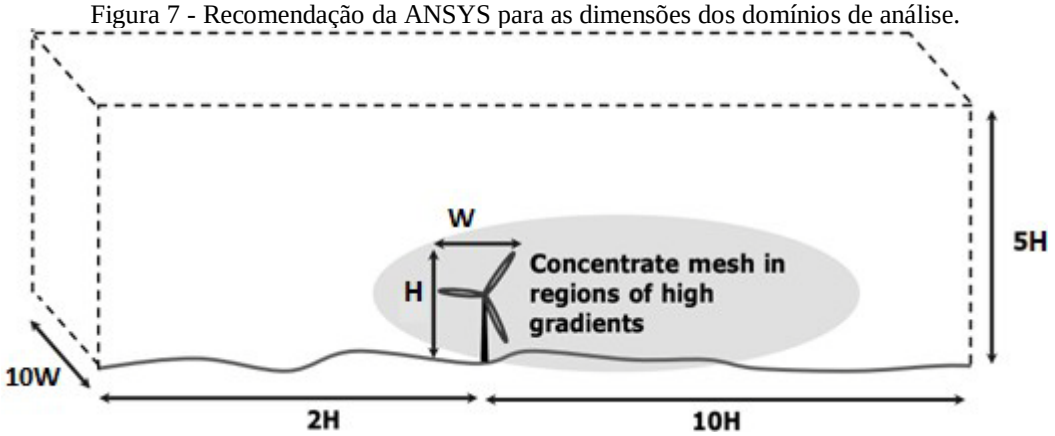
A velocidade de escoamento para o galpão do Modelo 1 foi de 45 m/s, maior valor de velocidade indicada na Isopleta da NBR 6123:1988. Para o Modelo 2, Expominas, foi considerada a velocidade de vento igual a 30 m/s, esse valor corresponde à região da localização da edificação na Isopleta da NBR 6123:1988.
Adotou-se uma nomenclatura ao se mencionar os modelos de galpão (1 e 2) no decorrer do texto, seguindo o seguinte padrão:
XG – VY

Onde:
X e Y representam, respectivamente, o número do modelo de galpão e direção do vento.

2.1 CONCEPÇÃO DA GEOMETRIA

O *ANSYS* aceita a importação de geometrias feitas em outros softwares, como os de plataforma CAD, ou a modelagem da geometria no próprio programa, através do *ANSYS DesignModeler* ou *ANSYS SpaceClaim*. Neste trabalho optou-se por desenhar os galpões no próprio *software*, por se tratar de estruturas com geometria simples.
A partir das dimensões dos galpões presentes na Tabela 1, seção 2, construiu-se no *ANSYS DesignModeler* as geometrias mostradas nas Figuras 7 e 8.
Para a análise de interesse deste trabalho, foi preciso a criação da região por onde o fluido iria escoar. Essa região se configura como túnel de vento eletrônico ou volume de controle. Para sua concepção, Negri [9] recomenda a utilização dos critérios estabelecidos pela *ANSYS*, os quais são observados na Figura 7.

Figura 7 - Recomendação da ANSYS para as dimensões dos domínios de análise.



Fonte: Negri, 2017. Adaptado.

Irwin [10] ainda pondera que a obstrução máxima da área de projeção do modelo em relação à área transversal do volume de controle não deve ultrapassar 10%, para que se possa evitar a interferência do fluxo entre o modelo e as paredes do túnel de vento. Portanto, neste trabalho utilizou-se dessa recomendação.
Com base nas dimensões dos galpões, dispostos na Tabela 1, foram definidos os volumes de controle para os modelos, os quais estão apresentados na Tabela 2. A modelagem destes ocorreu dentro *ANSYS DesignModeler*. Cabe-se ressaltar que nos modelos analisados a maior área de obstrução em relação a área transversal do túnel de vento eletrônico foi de aproximadamente 5%.

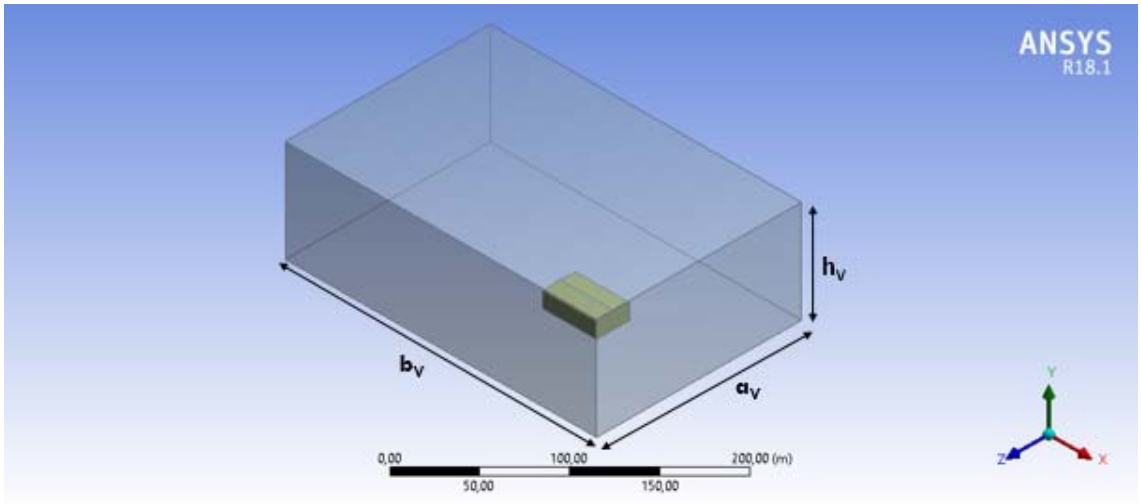
Tabela 2 - Dimensões dos Volumes De Controle.

Parâmetros	1G-V0	1G-V90	2G-V0	2G-V90	2G-V180
a_v (m)	226,0	244,5	500,0	425,0	500,0
b_v (m)	244,5	226,0	425,0	500,0	425,0
h_v (m)	67,5	67,5	100,0	100,0	100,0
A_v (m²)	55257,0	55257,0	212500,0	212500,0	212500,0

Fonte: Autor.

Na Figura 8 observa-se o Modelo 1 inserido no seu respectivo volume de controle. Consta-se também as dimensões referenciadas na Tabela 2.

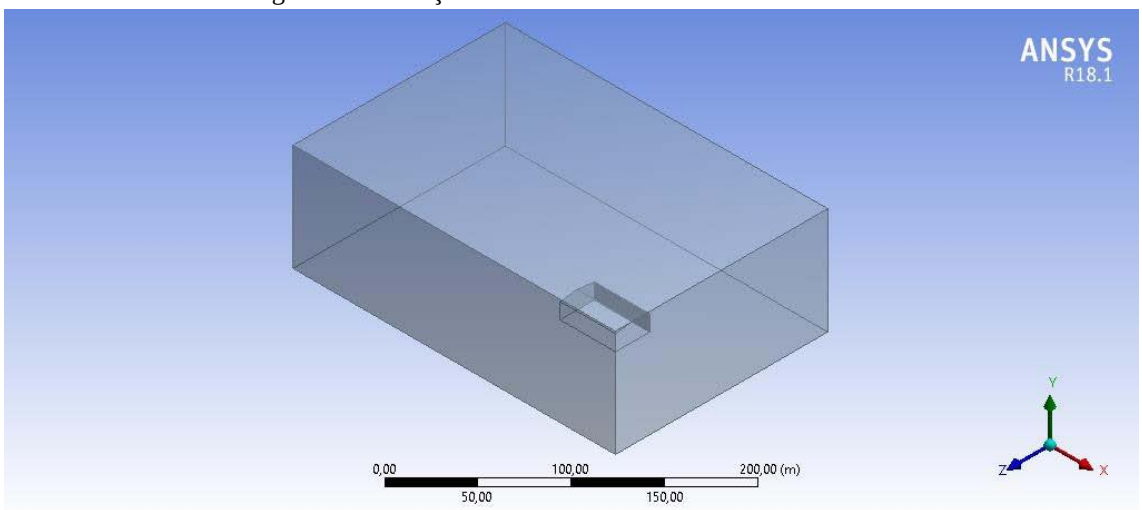
Figura 8 - Galpão inserido no volume controle.



Fonte: Autor.

Quando se definiu as dimensões do volume de controle foi procedida a subtração da região por onde fluido escoa (ou seja, a região de obstrução). A subtração dessa região, vista na Figura 9, foi feita através da ferramenta *Boolean* no *ANSYS DesignModeler*.

Figura 9 - Subtração do volume controle do Modelo 1G-V0.



Fonte: Autor.

Após a concepção do volume de controle foi preciso nomear suas faces, para que se tornasse possível a aplicação das condições de contorno. A ferramenta para se realizar esse passo é a *Named Selection* que se localiza dentro do *ANSYS DesignModeler*. As faces foram nomeadas da seguinte maneira: *Inlet* (entrada), *Outlet* (saída), *Wall* (paredes laterais) e *Ground* (parte inferior). Além destas, nomeia-se também a áreas de contato entre fluído e o sólido.

2.2 MALHA

A criação da malha é uma das etapas fundamentais no processo de modelagem numérica e que consome maior tempo na análise. Negri [9] cita que a qualidade dos elementos de malha e a presença da suavização na transição entre os elementos são critérios fundamentais para assegurar a eficiência dos resultados, visto que interferem diretamente no tempo de processamento e na convergência da análise.
A modelagem da malha foi feita no *ANSYS Fluent Flow* (CFX) *Meshing* utilizando a ferramenta *Method* para determinar o tipo de elemento. Neste trabalho optou-se por um elemento de malha do tipo tetraédrico visto que, segundo Galter [6], este tipo de elemento se adequa a qualquer zona e permite o refinamento em regiões críticas, com o auxílio da ferramenta *Sizing*.
Para geração da camada limite, utilizou-se a ferramenta *Inflation*. O guia do usuário *ANSYS CFX-Solver Guide* (2018) [11] recomenda que o cálculo seja feito da seguinte forma:

$$\delta = 0{,}035 * L * Re^{-1/7} \quad (8)$$

$$Dh = \frac{4*A}{(2*a)+(2*b)} \quad (9)$$

$$Re = \frac{V*Dh}{\upsilon} \quad (10)$$

Onde:

δ – Tamanho da camada limite em metros (m);

$L = Dh$ - Raio hidráulico em metros (m);

Re – Número de Reynolds (adimensional);

A – Área transversal do domínio ao escoamento de ar em metros quadrados (m^2);

a – Dimensão horizontal da seção transversal do domínio de análise ao escoamento de ar em metros (m);

b – Dimensão vertical da seção transversal do domínio de análise ao escoamento de arem metros (m);

V – Velocidade do escoamento metros por segundo (m/s);

υ – Viscosidade de cinemática do ar, considerada igual a 0,0000156m²/s.

O espaçamento mínimo da primeira subcamada da camada limite Δy (em metros), foi calculado pela Equação 11, também recomendada *ANSYS CFX-Solver Guide* [11]:

$$\Delta y = Dh * \sqrt{74} * Re^{-13/14} \quad (11)$$

A taxa de expansão (Te) foi definida pela Equação 12, o *ANSYS CFX-Solver Guide* [11] indica que o valor máximo seja de 1,20 para garantir uma transição suave entre as camadas.

$$Te = \left(\frac{\delta}{\Delta y}\right)^{1/14} \quad (12)$$

Onde:
Te – (adimensional).

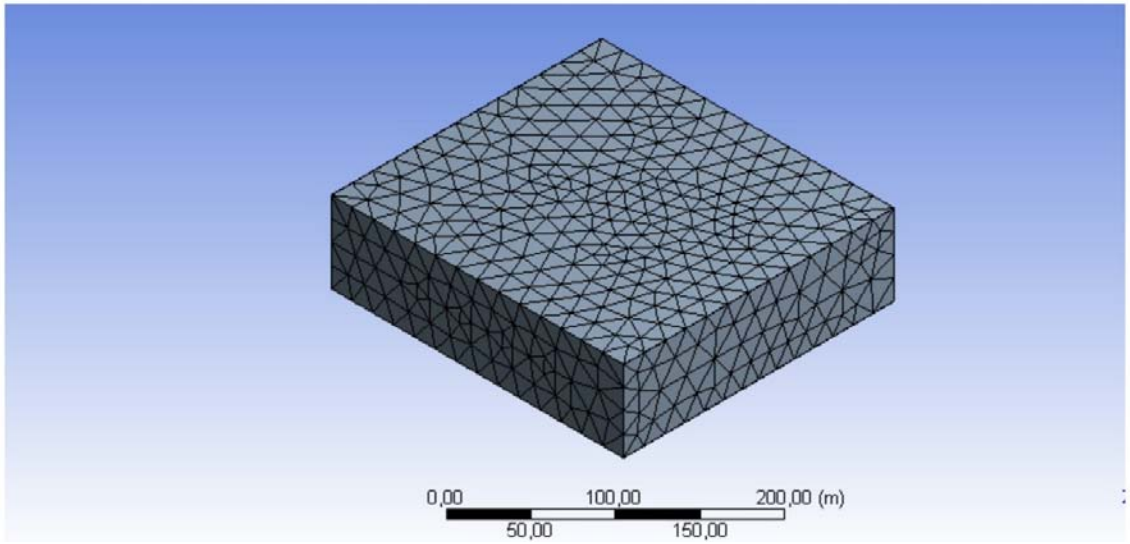
Para que se obtenha uma simulação acurada em um modelo de turbulência, o *ANSYS CFX-Solver Guide* [11] recomenda que a camada limite possua um mínimo de dez a quinze pontos nodais inseridos na direção normal da parede que obstrui o fluxo.
Após os cálculos mencionados, confeccionou-se a Tabela 3 com os parâmetros da camada limite. O detalhamento das malhas do volume de controle e da camada limite estão representadas, respectivamente, nas Figuras 10 e 11.

Tabela 3 - Parâmetros da Camada Limite.

Parâmetros da Camada Limite								
Modelo	a (m)	b (m)	A (m²)	Dh (m)	Re	Δy (m)	δ (m)	Te
1G – V0	226,00	67,50	15255,00	103,95	299862403,35	0,22	1,20E-05	2,02
1G – V90	244,50	67,50	16503,75	105,79	305172892,01	0,23	1,20E-05	2,02
2G – V0	500,00	100,00	50000,00	166,67	320512820,51	0,36	1,81E-05	2,03
2G – V90	100,00	425,00	42500,00	161,90	311355311,36	0,35	1,81E-05	2,02
2G – V180	500,00	100,00	50000,00	166,67	320512820,51	0,36	1,81E-05	2,03

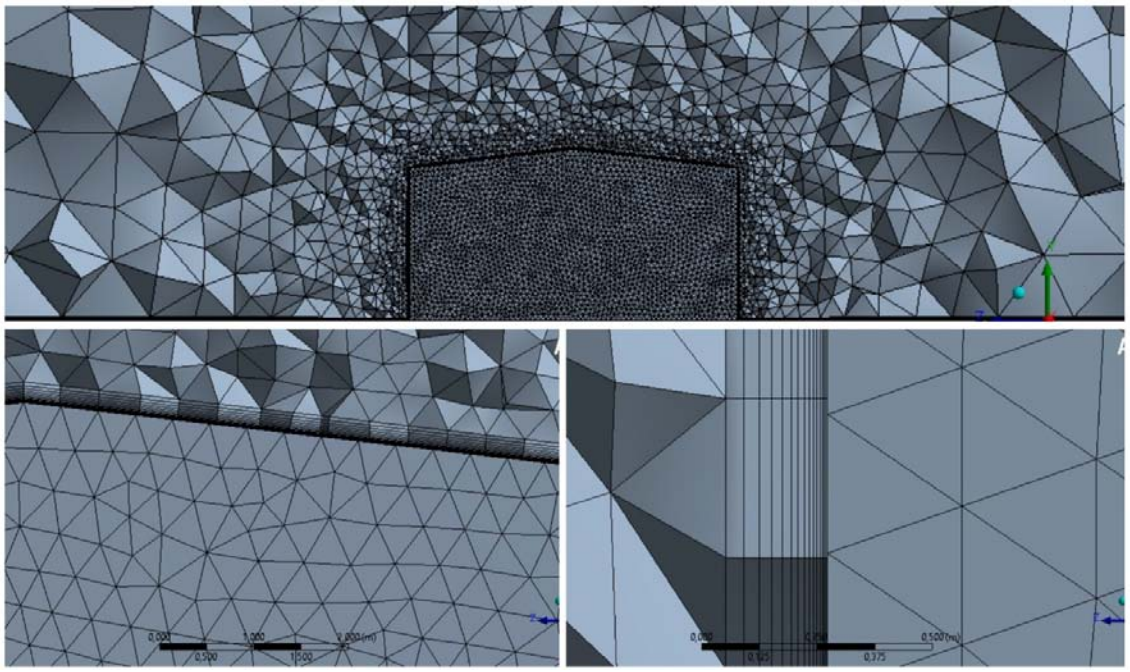
Fonte: Autor.

Figura 10 - Malha do volume de controle do Modelo 1G-V0.



Fonte: Autor.

Figura 11 - Detalhe da malha e camada limite do Modelo 1G-V0.



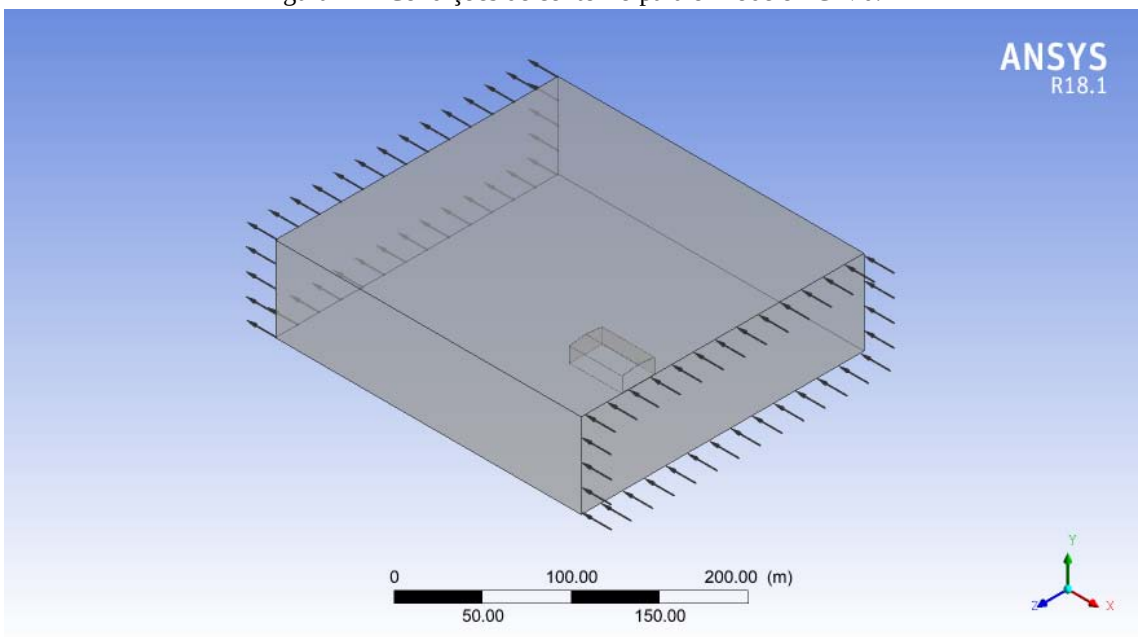
Fonte: Autor.

2.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

Esta etapa consiste na configuração das condições de contorno da simulação. As configurações foram executadas dentro do módulo *Fluid Flow* (CFX) Setup, e fez-se uso do modelo numérico

SST (*Shear Stress Transport*) para a análise dos regimes turbulentos. O modelo SST, método numérico do tipo RANS, possui formulação para viscosidade turbulenta e, segundo o *ANSYS CFX-Solver Guide* [11], possui desempenho superior em resultado das suas previsões de separação de fluxo, uma vez que estes capturam os altos gradientes de velocidade que circunvizinham as paredes e se encontram dentro da camada limite. Um exemplo desta montagem é visto na Figura 12. Ainda, considerou-se o fluido como incompressível e em regime laminar.

Figura 12 - Condições de contorno para o Modelo 1G-V0.



Fonte: Autor.

Por se tratar de análise não linear, o processo realizou interações de convergência entre as equações de movimento e de massa, sendo o valor residual de convergência configurado para 10^{-5}, seguindo recomendação do *ANSYS CFX-Solver Guide* [11].
As demais configurações necessárias para aplicações das condições de contorno estão descritas na Tabela 4 para o Modelo 1 e na Tabela 5 para o Modelo 2.

Tabela 4 - Configurações das análises para o Modelos 1.

Configurações das análises para o Modelo 1	
Default Domain	Inlet/Outlet/Sym/Wall/Contactoar
Turbulence Model	Shear Stress Transport – SST
Convergence Control	Min. coef. loops = 1 / Max. coef. loops = 100
Convergence Criteria	Residual type = RMS / Residual target = 1.0 E-5
Analysis Type	Stationary
Domain	Air at 25° C
Reference Pressure	1 atm
Initialization	Cartesian velocity components: u=45; v=0 m/s; w=0 / Relative pressure = 0 Turbulence = medium intensity: 5%
Wall Function	Automatic

Fonte: Autor.

Tabela 5 - Configurações das análises para o Modelos 2.

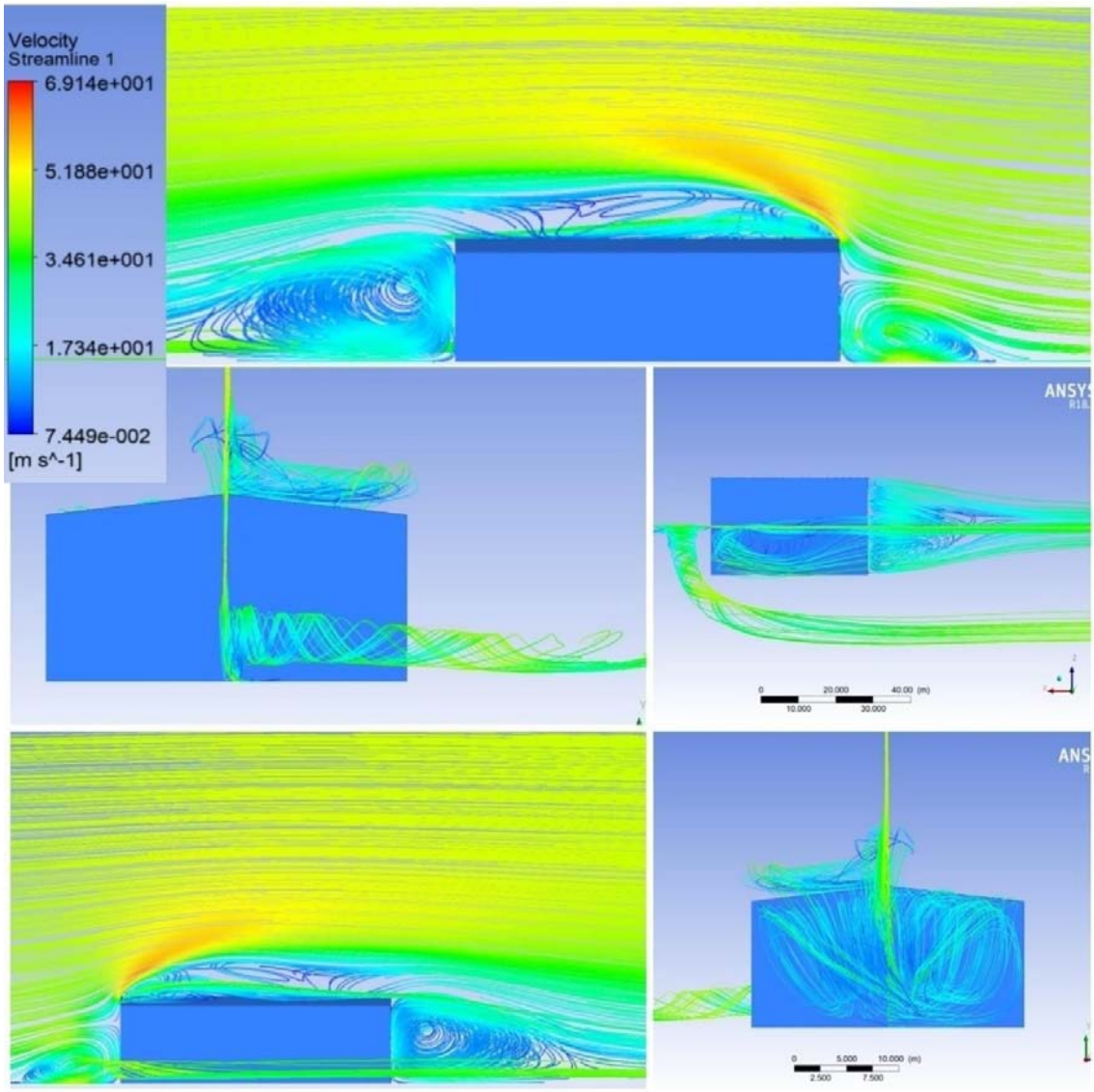
Configurações das análises para o Modelo 2	
Default Domain	Inlet/Outlet/Sym/Wall/Contactoar
Turbulence Model	Shear Stress Transport – SST
Convergence Control	Min. coef. loops = 1 / Max. coef. loops = 100
Convergence Criteria	Residual type = RMS / Residual target = 1.0 E-5
Analysis Type	Stationary
Domain	Air at 25° C
Reference Pressure	1 atm
Initialization	Cartesian velocity components: u=30; v=0 m/s; w=0 / Relative pressure = 0 Turbulence = medium intensity: 5%
Wall Function	Automatic

Fonte: Autor.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO
3.1. *STREAMLINES* – VELOCIDADES

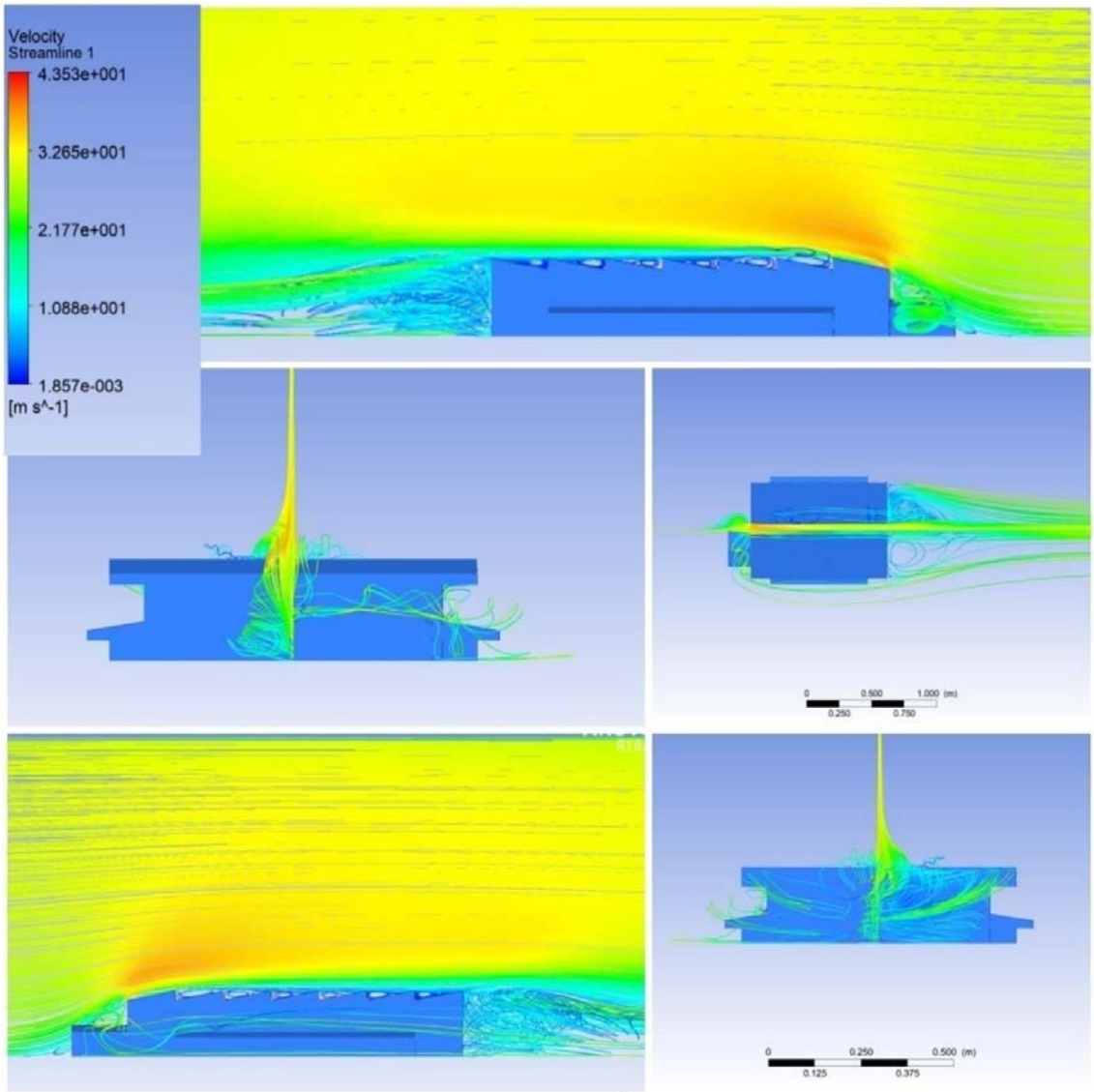
Realizou-se as análises de velocidade por *streamlines*, observadas nas Figuras 13 e 14. Em primeiro momento foram mostradas as análises de vento a 0º para todos os modelos.
As distribuições das *streamlines* permitem enxergar perfeitamente as ocorrências dos fenômenos que são esperados para interação entre o fluido e as estruturas em questão. Ressalta-se os efeitos de separação, esteiras e vórtices, descritos na seção 1.1.
A Figura 13 representa o modelo 1G-V0, que possui velocidade de entrada na ordem de 30 m/s, atingiu ao longo do volume de controle uma velocidade máxima de aproximadamente 44 m/s, após a incidência de ataque na aresta.
Notou-se também, para os dois modelos, o efeito de separação (afastamento do fluido do sólido) que ocorre sempre de barlavento em direção a sotavento. A separação ocorreu nas regiões de maiores velocidades, que, como observado nas Figuras, são as regiões onde o vento incide nas arestas da edificação.
Após a zonas de separação foi observado o surgimento de grandes e lentos redemoinhos, dando origem a turbulência e vorticidade em direção a sotavento das edificações.
Em se tratando de vórtices, foram identificáveis os vórtices de base e de topo. O vórtice de base apresentou um comportamento esperado: ocorreu próximo ao solo, onde a velocidade foi contrária ao vento; desenvolveu-se ao centro da parede de incidência perpendicular e evadindo pelas laterais com velocidade aumentada.
Para o modelo 2G-V0, Figura 14, notou-se na sua cobertura vórtices de menores dimensões, indicando um efeito de separação mais discreto. Isso se explica devido a cobertura tipo *Shed*, para o vento 0º, possuir um formato que suaviza o ângulo de incidência no topo da edificação. Reparou-se também a tendência da reaproximação da camada limite na direção a sotavento da edificação.

Figura 13 - Distribuição de velocidade para o Modelo 1G-V0.



Fonte: Autor.

Figura 14 - Distribuição de velocidade para o Modelo 2G-V0.



Fonte: Autor.

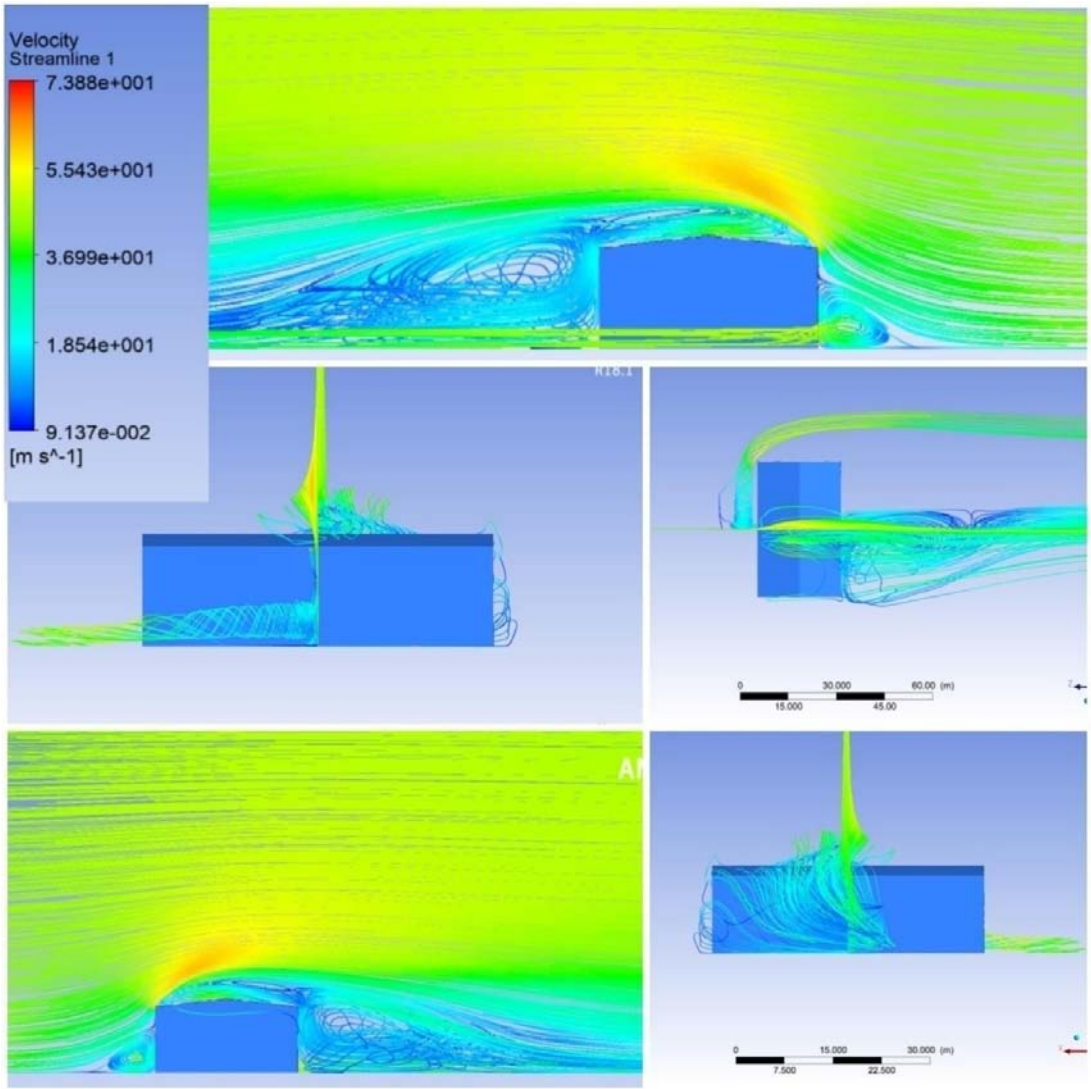
Neste ponto serão discutidas as Figuras 15 e 16, que representam o vento incidente a 90º nos modelos de galpões.

Entre os galpões Modelo 1G-V90 e 2G-V90 notaram-se diferenças nos seus vórtices de topo. No Modelo 2G-V90, Figura 16, apresentou maior formação deste fenômeno quando comparado ao galpão modelo 1G-V90, Figura 15. Esse fato pode ser explicado ao se analisar a forma sobre como o vento escoa em cada uma das coberturas, o que pode ser averiguado pelas cores das *streamlines*. Ângulos de ataque maiores e regiões de alta velocidade são características incentivadoras do fenômeno de separação, os quais são originadores de vórtices. Assim sendo, o Modelo 2G-V90 mostrou o ponto de separação mais próximo a região de incidência do vento na

fachada da edificação, gerando maior ocorrência de vórtices de topo quando comparado ao Modelo 1G-V90.

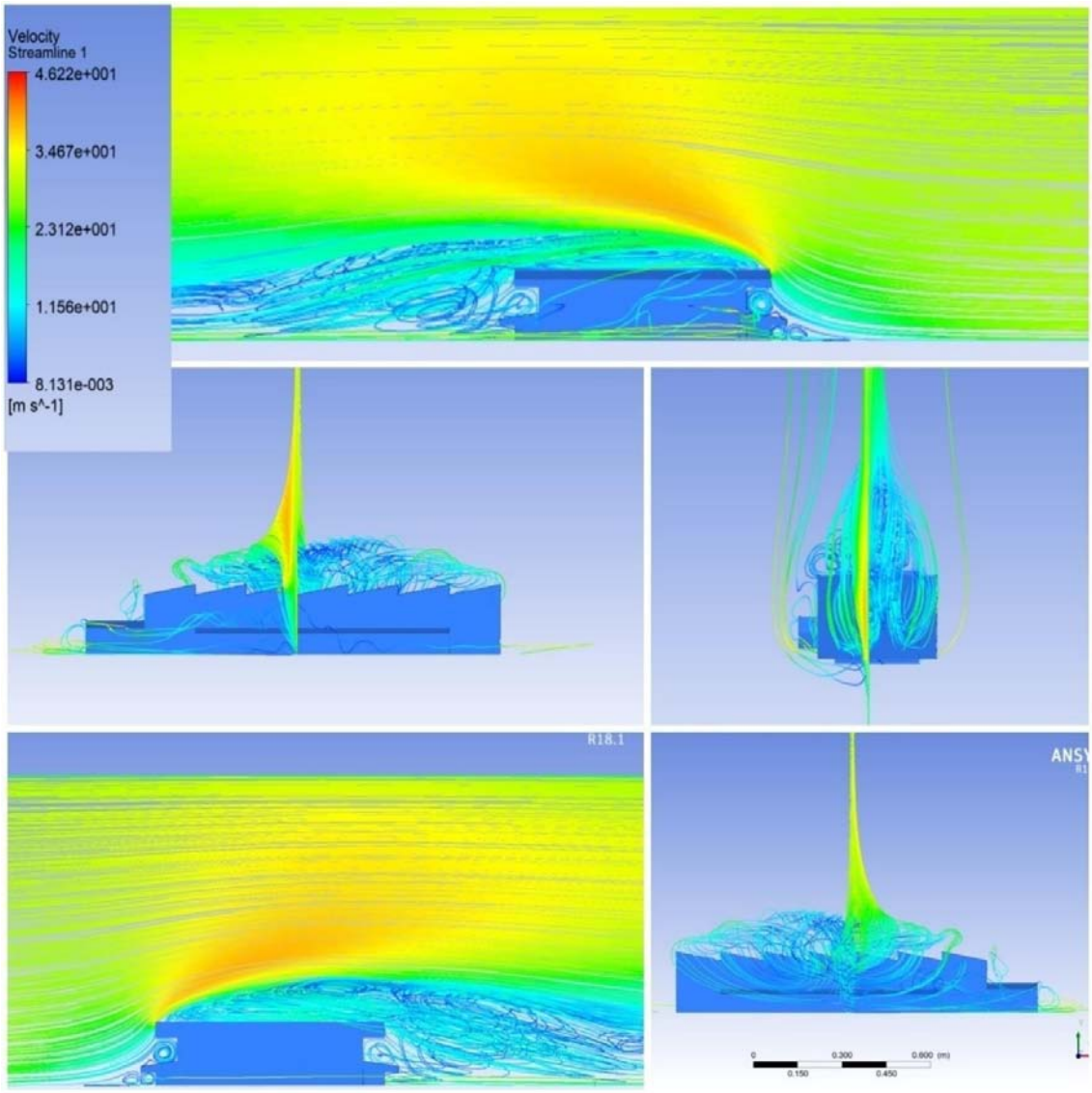
Reparou-se no Modelo 2G-V90 a ocorrência de uma grande abrangência de vórtices ao longo da cobertura. Pode ser mencionado, como efeito causador, a existências de várias “arestas vivas”, ou ângulos de ataque da cobertura em *Shed* (Figura 16).

Figura 15 - Distribuição de velocidade para o Modelo 1G-V90.



Fonte: Autor.

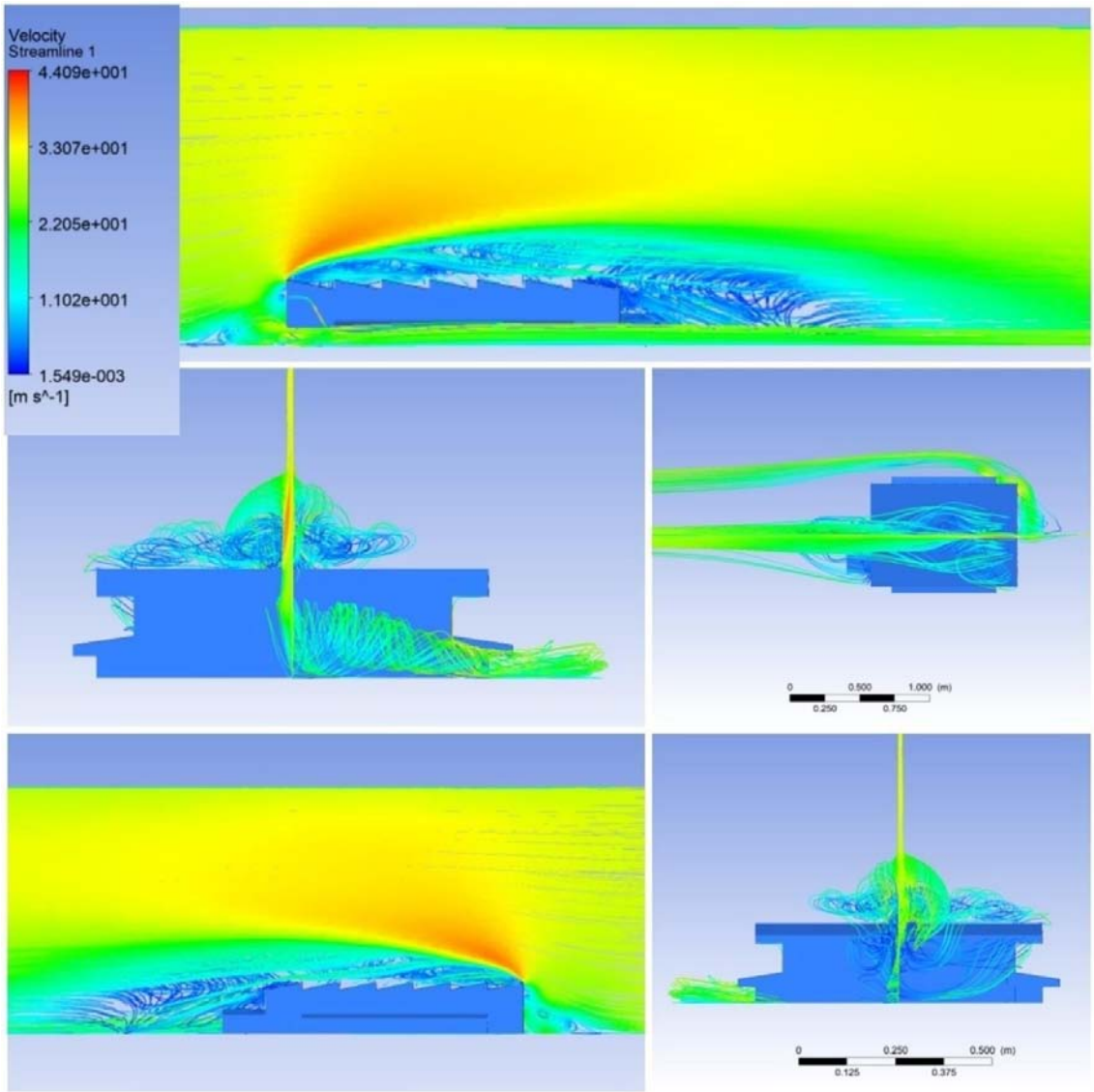
Figura 16 - Distribuição de velocidade para o Modelo 2G-V90.



Fonte: Autor.

O Modelo 2G-V180 apresentou efeitos interessantes, confirmando a validade da exigência da norma para a cobertura em *Shed*. Houve maior formação de vórtices quando comparado ao Modelo 2G-V0, explicado devido ao alto valor do ângulo de ataque que suscita a separação da camada limite da cobertura em um ponto inicial. Ao contrário do que ocorreu em 2G-V0, não houve a tendência de reaproximação da camada limite na cobertura, ocorrendo ainda mais vórtices na direção sotavento. Os vórtices de base foram bem definidos e atingiram uma dimensão considerável em função da altura da edificação.

Figura 17 - Distribuição de velocidade para o Modelo 2G-V180.



Fonte: Autor.

3.1.2 CONTORNO – PRESSÕES

Nesta subseção, em primeiro momento, foram analisadas as pressões geradas devido a incidência do vento a 0º. Os contornos permitiram observar as regiões onde ocorreram sobrepressões e sucções, tendo os valores notáveis dispostos na Tabela 6.

Tabela 6 - Pressões máximas e mínimas para vento 0º.

Modelo	Pressão máxima (kPa)	Pressão mínima (kPa)
1G – V0	1,341	-2,892
2G – V0	0,6541	-1,343

Fonte: Autor.

A Figura 18 e 19 mostram as distribuições de pressão para os Modelos 1G-V0 e 2G-V0, respectivamente. Estes apresentaram os maiores valores de sobrepressões na fachada frontal ao escoamento do vento. A falta de uniformidade da pressão nesta região pode ser creditada as sucções que o efeito de vórtice de base gera. Esse mesmo efeito foi o responsável pelos altos valores de sucção nas bordas da fachada frontal e nas fachadas laterais, devido ocasionar velocidades majoradas e, consequentemente, sucções elevadas.

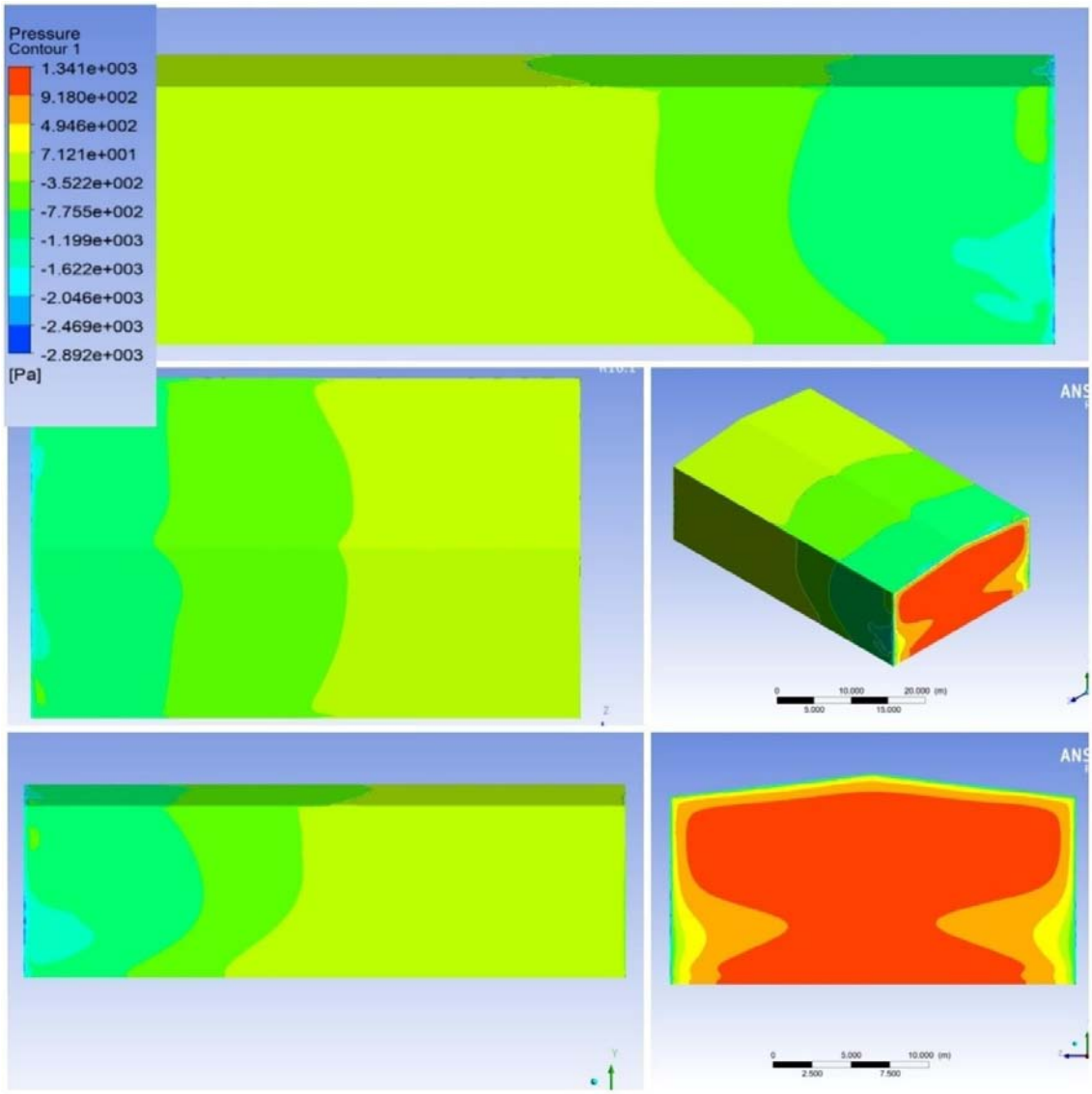
O interesse nos estudos dos vórtices de base e nas pressões que estes causaram se destacam ao se realizar essa análise. A escolha de elementos estruturais secundários como painéis de vedação, vidros e esquadrias que compõem as fachadas deverão atender aos esforços originados por estes efeitos, sejam eles de sobrepressão e/ou sucção.

Da mesma forma, para a cobertura dos Modelos 1G-V0 e 2G-V0, notou-se, até posição intermediária, valores de sucção. Isto indica, em conformidade com as análises feitas na seção 3.1.1, que logo após o ângulo de ataque das coberturas em relação às fachadas frontais, há a separação da camada limite, o que implicou no surgimento de vórtices geradores de pressões negativas. O fato de existirem valores menores de sucção após posição intermediária indica que a camada limite tende a se reaproximar da superfície das coberturas.

Representado pela Figura 19, o Modelo 2G-V0 apresentou comportamento, de certa forma, similar aos modelos discutidos anteriormente. Em sua fachada frontal notou-se os valores máximos de pressão, observando-se novamente os efeitos que vórtices de base geram na distribuição dessas pressões. Em relação ao comprimento lateral, observou-se os mesmos fenômenos registrados para os Modelos 1G-V0 e 2G-V0.

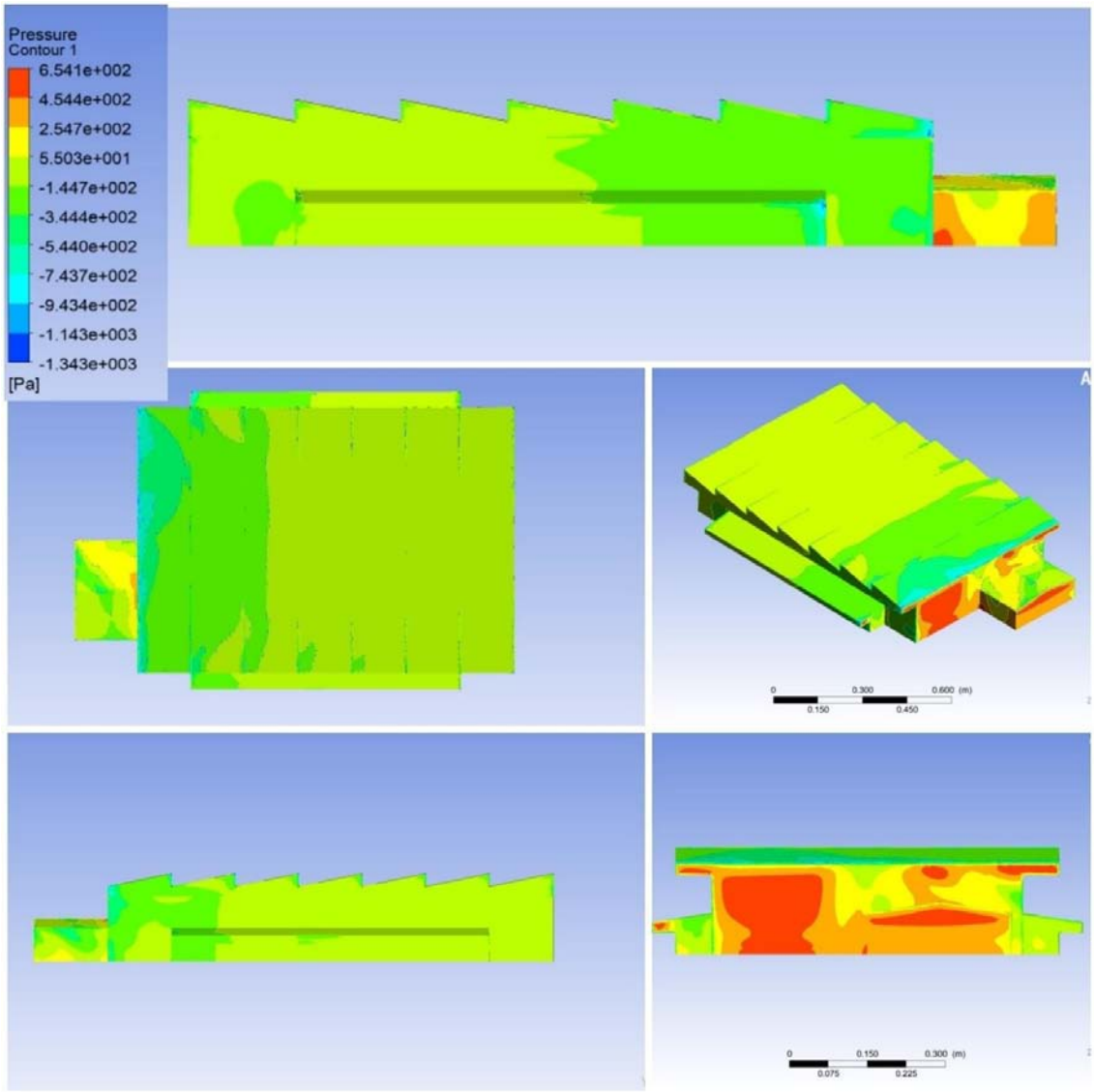
Foram relevantes os valores encontrados em sua cobertura. Devido a angulação menor do ataque em relação a fachada frontal, houve diminuta formação de vórtices. Implicando em uma concentração dos altos valores de sucção na parte frontal e a tendência de redução desses valores antes da parte intermediária. Indicando uma reaproximação da camada limite com a superfície da cobertura.

Figura 18 - Contorno de pressões para o Modelo 1G-V0.



Fonte: Autor.

Figura 19 - Contorno de pressões para o Modelo 2G-V0.



Fonte: Autor.

As pressões máximas e mínimas para esta incidência estão dispostas na Tabela 7.

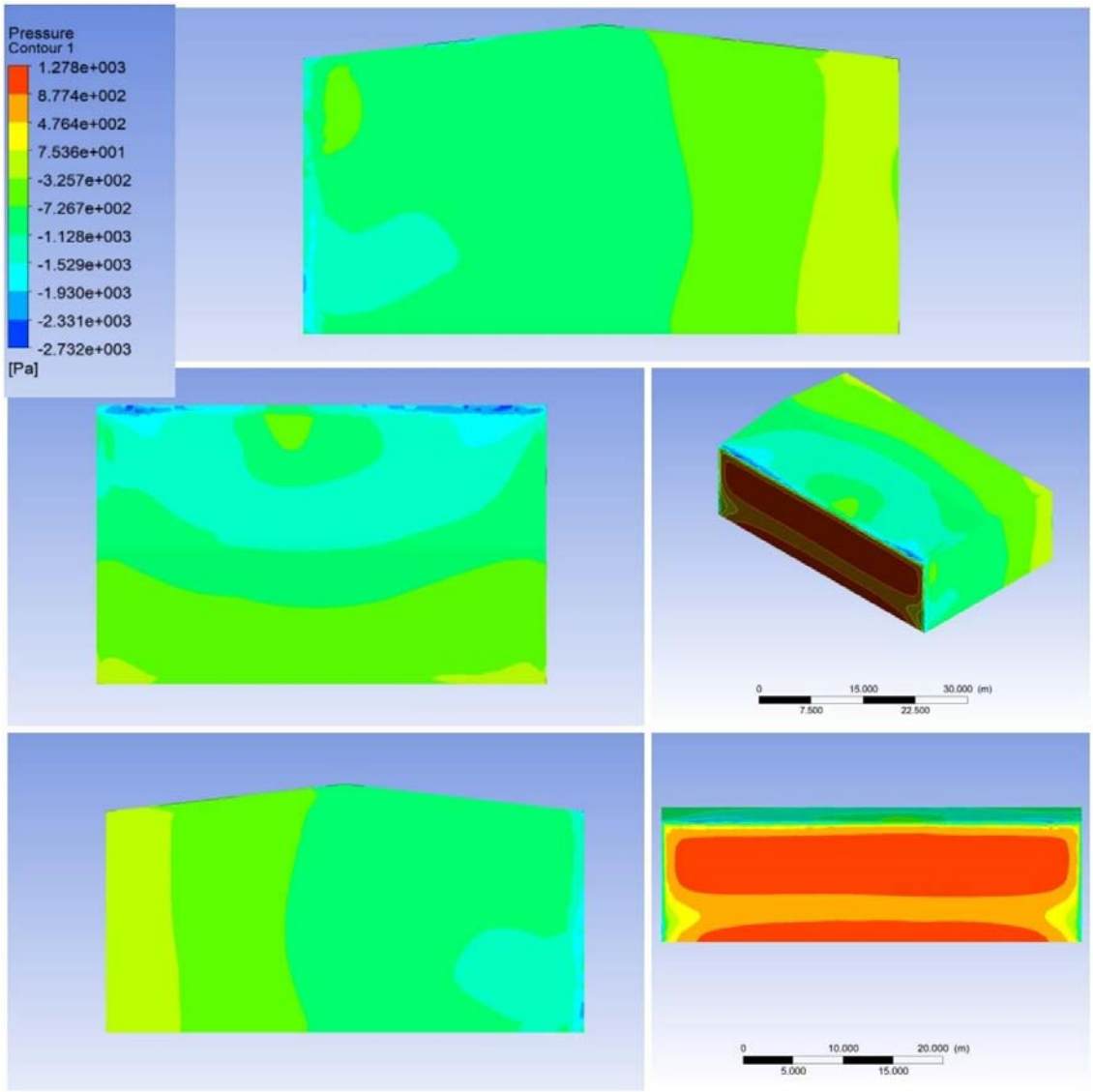
Tabela 7 - Pressões máximas e mínimas para vento 90º.

Modelo	Pressão máxima (kPa)	Pressão mínima (kPa)
1G – V90	1,278	-2,732
2G – V90	0,512	-1,640

Fonte: Autor

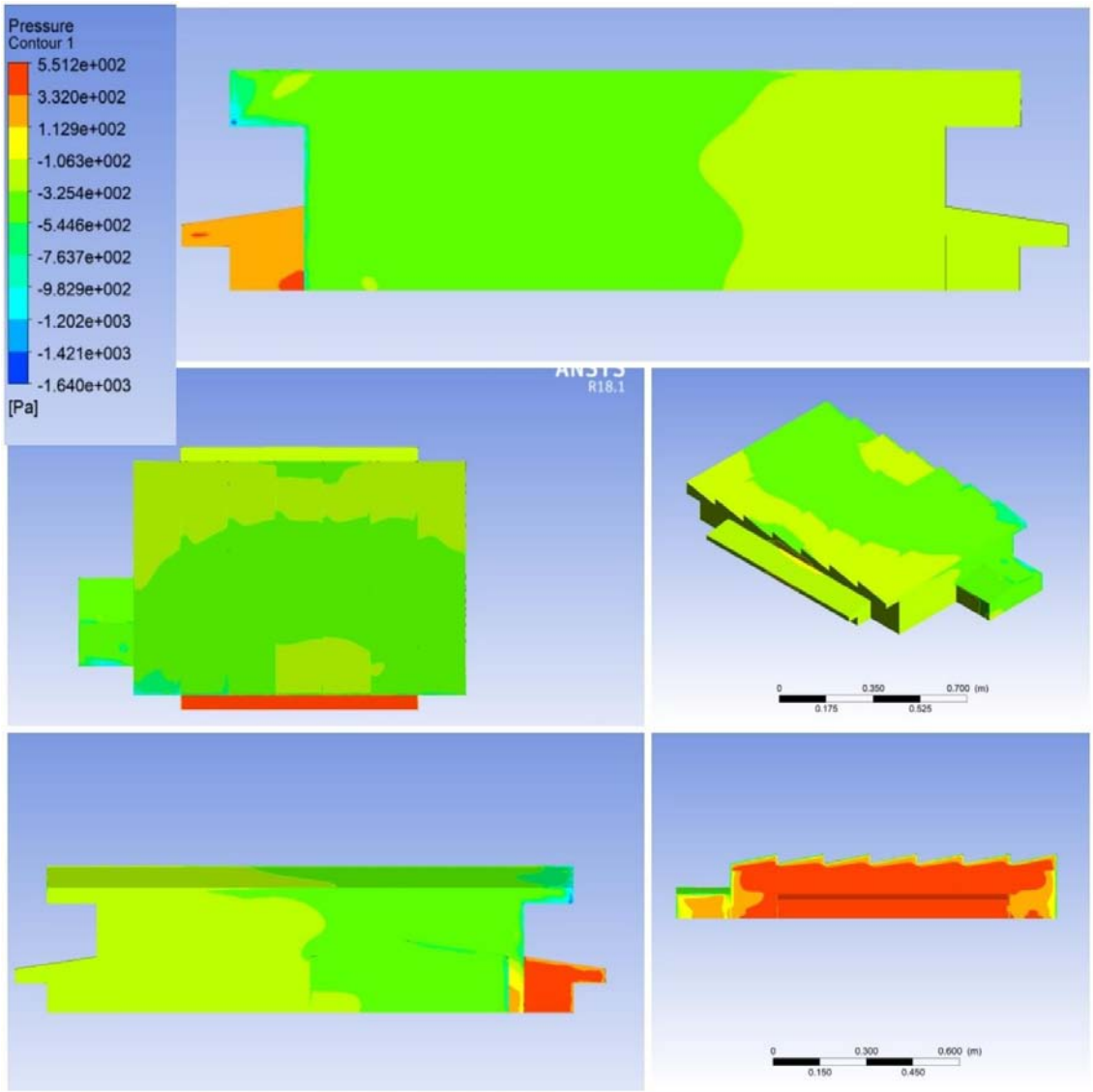
Os mesmos fenômenos foram observados neste caso de incidência tanto para o Modelo 1G–V90 quanto para 2G–V90. Houve uma diminuição dos valores máximos de pressão para todos os modelos, podendo ser relacionado a maior área onde o vento incidiu.
Pode ser dito o mesmo para o Modelo 2G–V90, Figura 21. Os mesmos fenômenos descritos para a incidência a 0º governam também este meio.

Figura 20 - Contorno de pressões para o Modelo 1G-V90.



Fonte: Autor.

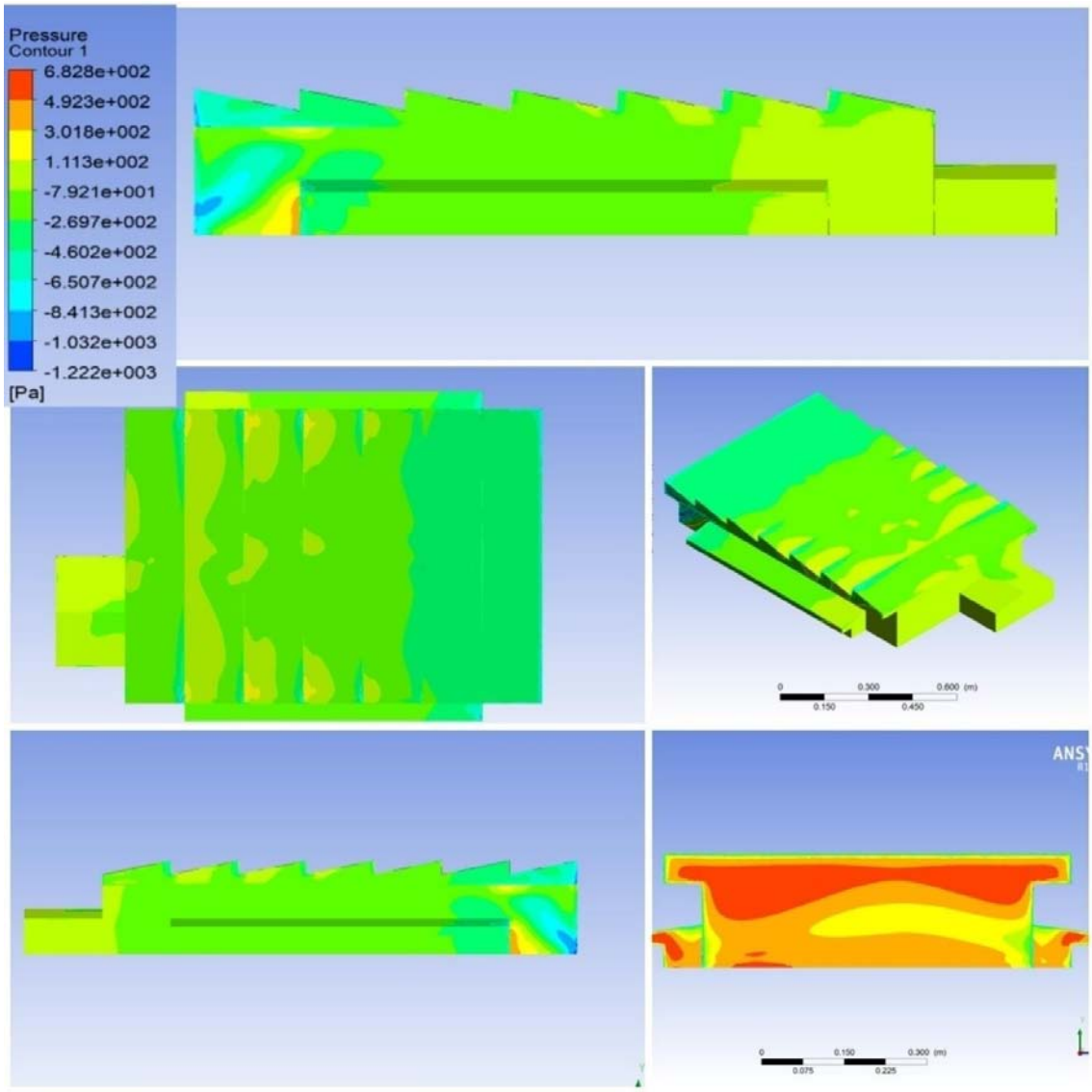
Figura 21 - Contorno de pressões para o Modelo 2G-V90.



Fonte: Autor.

A incidência para o Modelo 2G-V180, Figura 22, permitiu análises no que diz respeito a geração de vórtices. Devido ao vento incidir na fachada que desfavorece a aerodinâmica, houve o rápido desprendimento da camada limite na cobertura da edificação. Como comentado anteriormente, esse efeito gerou pressões de sucção na cobertura da edificação com a concentração dos maiores valores situando-se próximo a borda de ataque. Ao contrário do que ocorreu em 2G-V0 (Figura 19), os valores de sucção permaneceram altos para praticamente toda edificação. Esse fenômeno deve ser observado e estudado, pois é causador de acidentes como o arrancamento parcial ou total da cobertura da edificação.

Figura 22 - Contorno de pressões para o Modelo 2G-V180.



Fonte: Autor.

4. CONCLUSÃO

A realização deste trabalho permitiu reafirmar a interessante opção de se utilizar a análise dinâmica para o estudo da interação fluido estrutura.
Buscou-se a identificação e caracterização das regiões de formação de vórtices em cada um dos modelos numéricos estudados. O uso da ferramenta computacional *ANSYS* mostrou-se eficiente por ter entregado um resultado satisfatório com as visualizações das *streamlines* que representaram perfeitamente os vórtices de base e de topo.
O estudo do comportamento da camada limite e as regiões onde ocorrem a separação foram essenciais para se estabelecer as condições de contorno, possibilitando o refinamento de malha e a inserção da camada limite nos contatos entre o fluido e o sólido.
A avaliação dos contornos de pressões foi notória pois o *ANSYS* permitiu a visualização descontínua do efeito causado nas paredes e coberturas. Isto indica, como esperado, que a incidência direta do vento é a principal causadora de sobrepressão e sofre influência dos vórtices, gerando zonas de sucção que não estão previstas nas análises estáticas.
Constatou-se que, mesmo com refinamento realizado, os valores residuais não alcançaram a margem estipulada de 10^{-5}, não atingindo a independência de malha. Para se atingir esse valor seria necessário acesso a um computador com configurações mais avançadas suportando assim o tempo de análise computacional requerido.
Viu-se a relevância dos efeitos de turbulência gerados pela vorticidade tanto na base quanto no topo dos Modelos. Causando fenômenos que merecem a devida atenção por serem potenciais causadores de acidentes (arrancamento de coberturas e destruição de elementos estruturais secundários).

Agradecimentos

Os autores agradecem a Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri por disponibilizar ferramentas necessárias para plena realização do trabalho e a todos que de forma direta e indireta ajudaram na concepção deste trabalho.

REFERÊNCIAS

1 Manual do centro brasileiro da construção em aço : Galpões para usos gerais. 4ª Ed. Rio de Janeiro: CBCA; 2010. [Acesso em: 2017 20 Nov]. Disponível em: http://www.cbca- acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php.

2 Associação brasileira de normas ténicas. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro; 1988. 66p.

3 Manfrim S. Estudo Numérico para a Determinação das Pressões Devidas à Ação do Vento em Edificações Industriais [Dissertação]. Ilha Solteira: Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista; 2006.

4 ANSYS: Engineering Analysis System - Release 18; 2018

5 Blessmann J. Aerodinâmica das construções. 3ª ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS; 2011.

6 Galter MD. Ações do vento em casca de forma livre de planta pentagonal apoiada nos vértices [Dissertação]. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2015. [Acesso em: 2018 12 Mar]. Disponível em: http://taurus.unicamp.br/bitstream/REPOSIP/258132/1/Galter_MarceloDeperon_M.pdf.

7 Gonçalves RM, Neto JM, Sáles JJ, Malite M. Ação do Vento nas Edificações Teoria e Exemplos. 2ª ed. São Carlos: SET/EESC/USP; 2007.

8 COMPANHIA DE DESENVOLVIMENTO ECONÔMICO DE MINAS GERAIS – CODEMIG- Belo horizonte. [Acesso em: 2017 15 Dez] Disponível em: http://www.codemig.com.br/atuacao/turismo/turismo-de-negocios/expominas-teofilo-otoni.

9 Negri JFG. Efeitos de Vizinhança nas Ações do Vento em Edifícios com Cobertura em Duas Águas [Dissertação]. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, Campinas; 2017. [Acesso em: 18 Mar 2018]. Disponível em: http://repositorio.unicamp.br/handle/REPOSIP/324328.

10 Irwin P, Denoon r, Scott D. Wind Tunnel Testing of High-Rise Buildings. 1ª ed. New York: Routledge; 2013. [Acesso em: 2018 01 Fev]. Disponível em: https://store.ctbuh.org/PDF_Previews/Books/2013_WindTunnelGuide_Preview.pdf.

11 ANSYS CFX-Solver Modeling Guide Ansys, Inc. Realease 18.1. [Acessado em: 2017 Jul 26]. Disponível em: www.ansys.com.

CONSTRUMETAL 2019

Parte 3.

Estruturas de aço

e mistas de aço e concreto

CONSTRUMETAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Tema: oficial de submissão

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS EM AÇO DE PEQUENOS VÃOS COM PERFIS FORMADOS A FRIO E LAMINADOS A QUENTE *

Vajacson D.C. Lopes[1]
Igor C. Siqueira Leita[2]

Resumo

O presente trabalho propõe-se a realizar uma análise comparativa entre edifícios industriais em aço formados a frio e laminados a quente de pequenos vãos. A análise aborda diferentes tipos de modelos estruturais, compostos de pórticos planos com as seguintes coberturas: tesoura simples, tesoura tipo trapezoidal, cobertura do tipo viga treliçada com banzo inclinado. Foram avaliados os vãos de 10, 15, 20, 25 e 30 m. Para o dimensionamento dos perfis, foi utilizado o método dos Estados Limites, com base na NBR 8800:2008 para perfis laminados a quente e NBR 14762:2010 para os perfis formados a frio. Os carregamentos devido aos ventos foram obtidos através do software Visual Ventos da Universidade de Passo Fundo que utiliza a NBR 6123:1988. A análise estrutural, tomada como estática linear, foi realizada com o software Ftool da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). Para a composição do peso total de cada modelo estrutural, tomou-se como valores estimados os pesos das terças, placas de base e contraventamentos horizontais e verticais.

Palavras-chave: Análise Comparativa; Estrutura de aço; Perfil formado a frio; Perfil laminado.

COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN INDUSTRIAL BUILDINGS IN STEEL OF SMALL WINDOWS WITH PROFILES FORMED TO COLD AND LAMINATED TO HOT

Abstract

The present work proposes to carry out a comparative analysis between industrial buildings in cold-formed and hot-rolled steel of small spans. The analysis covers different types of structural models, composed of flat frames with the following coverings: simple scissors, trapezoidal scissors, truss beam type with inclined flange. The spans of 10, 15, 20, 25 and 30 m were evaluated. For the sizing of the profiles, the State Limits method was used, based on NBR 8800: 2008 for hot rolled profiles and NBR 14762: 2010 for cold formed profiles. Shipments due to winds were obtained through Visual Ventos software from the University of Passo Fundo using NBR 6123: 1988. The structural analysis, taken as linear static, was performed with Ftool software from the Pontifical Catholic University of Rio de Janeiro (PUC-Rio). For the composition of the total weight of each structural model, the weights of terranes, base plates and horizontal and vertical bracing were taken as estimated values.

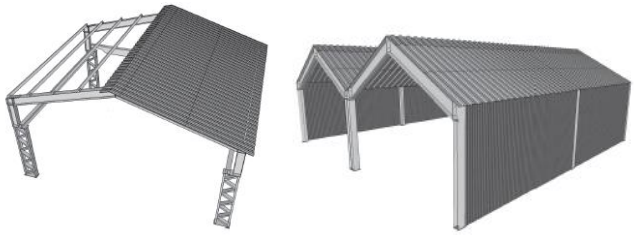
Keywords: Comparative Analysis; Steel structure; Cold formed profile; Laminated profile.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2019** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 14 a 16 de agosto de 2019, São Paulo, SP, Brasil

[1] Engenheiro Civil, Engenheiro, Projetista de Estruturas, Araújo Lopes Engenharia, Centro universitário Augusto Motta (UNISUAM), Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.
[2] Mestre em Engenharia Civil, Professor Assistente, Centro Universitário Augusto Motta (UNISUAM), Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Os galpões, conhecidos como edifícios industriais são construções que, para composição de seu sistema estrutural, utilizam uma série de materiais, como por exemplo, concreto (em geral, pré-moldado), aço e madeira. Constituído de um pavimento, com pequenos, médios e grandes vãos, são formados por sistemas compostos por pórticos planos ou espaciais, sendo em geral destinado a depósitos, oficinas, hangares entre outros. Contudo, o mais versátil e utilizado são os compostos em aço, que discorre o tema principal deste trabalho.
Os galpões industriais são constituídos por estes materiais que são fabricados por siderúrgicas, constituído em partes por oficinas de empresas especializadas (no caso de perfis formados a frio) e, posteriormente levado ao local onde será montado, alternativa muito utilizada em locais onde não exista mão de obra especializada ou muito menos matéria prima para o seu desenvolvimento.
Quanto aos elementos estruturais em aço os mais utilizados são os perfis laminados a quente e os formados a frio, onde no Brasil são dimensionados de acordo com as seguintes normas: NBR: 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios; NBR:14762:2010 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.
Tendo em vista a grande necessidade da busca em aperfeiçoamento e melhores condições de técnicas apuradas, à execução em edifícios industriais em aço pode-se classificar as estruturas mais utilizadas em projetos como vão simples (isolados), e múltiplos, quando existe a necessidade de cobrimento de grandes áreas (Figura 1)



(a) **(b)**

Figura 1 – (a) Galpão de vão simples; (b) Galpão de vão múltiplo (CBCA, 2010)

Os edifícios industriais podem ser exemplificados por diversos sistemas estruturais, tanto para a sua cobertura, quanto para as colunas, quanto para os sistemas de contraventamento e etc,

onde serão avaliados e enquadrados por pontos de vista distintos, ao qual cita-se o peso da estrutura de aço por unidade de área (kg/m²) e especificações com relação as inclinações.
Neste sentido, o presente trabalho visa analisar alguns tipos de edifícios industriais, de vão simples, constituídos de perfis laminados a quente e de perfis formados a frio (ambos de seção aberta) para verificar qual dos modelos estudados podem gerar uma economia maior no projeto e demonstrar conceitos adotados para o dimensionamento deste tipo de edificação.

2 ESTUDO DE CASO

A critério do autor, neste trabalho, utilizou-se dois tipos de perfis abertos distintos para composição das seções dos elementos, como já citado (perfis laminados a quente e formados a frio). No discorrer deste capítulo, serão apresentados os tipos de pórticos considerados, o estudo dos carregamentos do mesmo, a análise estrutural e consequente dimensionamento de acordo com as normas vigentes.

2.1 Tipos de Edifícios industriais

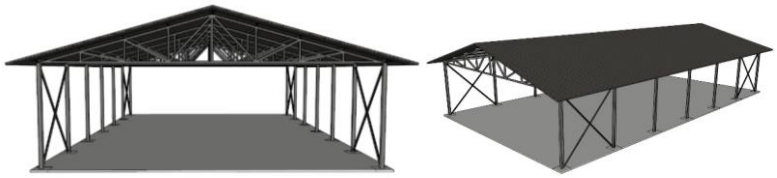
No decorrer deste capítulo serão apresentados os modelos de pórticos utilizados neste trabalho. Na Tabela 1, são apresentadas as dimensões dos galpões utilizados neste trabalho. Lembra-se que os valores da altura da coluna, distância entre pórticos e comprimento total são constantes. A única variação é em relação aos vãos. Serão analisados vãos de 10, 15, 20, 25 e 30 metros, respectivamente.

Tabela 1 – Dimensões (em m)

Altura da coluna	6,0
Distância entre pórticos	6,0
Comprimento	36

2.1.1 Pórtico de coluna simples com tesoura simples

Na Figura 2, visualizam-se as respectivas vistas. Para a inclinação da cobertura adotou-se 15°, a critério do autor, por ser uma inclinação comum na prática de projetos.

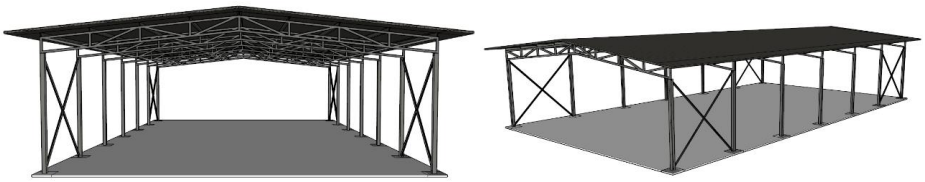


(a) Vista frontal **(b) Perspectiva**

Figura 2 – Pórtico com coluna simples e com tesoura simples

2.1.2 Pórtico de coluna simples com banzo inclinado

Para esse modelo utilizou-se uma inclinação de cobertura de 6°, a critério do autor, por ser uma inclinação comum na prática de projetos. Na Figura 3 podem ser visualizadas as respectivas vistas.

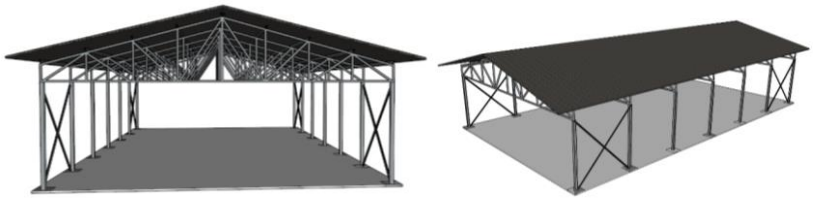


(a) Vista frontal **(b) Perspectiva**

Figura 3 – Pórtico de coluna simples com banzo inclinado

2.1.3 Pórtico de coluna simples com tesoura tipo trapezoidal

Na Figura 4 identificam-se as respectivas vistas. Para a inclinação da cobertura adotou-se 15°, a critério do autor, pelos mesmos motivos explanados nos demais modelos.



(a) Vista frontal **(b) Perspectiva**

Figura 4 – Pórtico com coluna simples com tesoura tipo trapezoidal

Para o auxílio da visualização dos modelos estruturais utilizados neste trabalho, nas Tabelas 2 e 3 abaixo, apresentam-se as devidas legendas representando a tipologia e o tipo de perfil estrutural utilizados neste estudo.

Tabela 2 – Nomenclatura dos modelos estruturais constituídos de perfis laminados a quente

Tipologia da cobertura	Laminado a quente				
	10 metros	15 metros	20 metros	25 metros	30 metros
Tesoura Simples	TS-LQ10	TS-LQ15	TS-LQ20	TS-LQ25	TS-LQ30
Tesoura tipo trapezoidal	TT-LQ10	TT-LQ15	TT-LQ20	TT-LQ25	TT-LQ30
Viga Treliçada com banzo inclinado	BI-LQ10	BI-LQ15	BI-LQ20	BI-LQ25	BI-LQ30

Tabela 3 – Nomenclatura dos modelos estruturais constituídos de perfis formados a frio

Tipologia da cobertura	Formado a frio				
	10 metros	15 metros	20 metros	25 metros	30 metros
Tesoura Simples	TS-FF10	TS-FF15	TS-FF20	TS-FF25	TS-FF30

Tesoura tipo trapezoidal	TT-FF10	TT-FF15	TT-FF20	TT-FF25	TT-FF30
Viga Treliçada com banzo inclinado	BI-FF10	BI-FF15	BI-FF20	BI-FF25	BI-FF30

2.2 Distribuição de cargas nos modelos estruturais

2.2.1 Cargas nos pórticos

2.2.1.1 Cargas permanentes

A consideração das cargas permanentes será estimada, levando em consideração valores vistos em CBCA (2010). Com isso, utilizaram-se os seguintes valores: Telhas = 0,10 kN/m²; Contraventamentos = 0,05 kN/m², Terças e Tirantes = 0,10 kN/m²; Vigas e Colunas = 0,20 kN/m².

2.2.1.3 Cargas de ventos no pórtico

Para adoção das cargas de vento, neste trabalho, levou-se em consideração que os galpões são construídos na cidade de Sorocaba/SP, com velocidade básica do vento de 42 m/s. Para os fatores estatísticos (S1, S2 e S3), considerou-se que o terreno fica localizado em áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas; área plana; a estrutura é exclusiva para o comércio e indústria com o alto fator de ocupação.
Os cálculos das cargas de vento foram obtidos automaticamente através do software Visual Ventos (Pravia, 2008) da UPF. Esta ferramenta utiliza os critérios da NBR 6123:1988 e, munido das informações descritas acima juntamente com a geometria, resulta a carga uniformemente distribuída sobre a cobertura da edificação. Na Figura 5, pode-se ver um exemplo de resultado gerado pelo programa.
A critério do autor, neste trabalho, utilizou-se dois tipos de perfis abertos distintos para composição das seções dos elementos, como já citado (perfis laminados a quente e formados a frio). No discorrer deste capítulo, serão apresentados os tipos de pórticos considerados, o estudo dos carregamentos do mesmo, a análise estrutural e consequente dimensionamento de acordo com as normas vigentes.

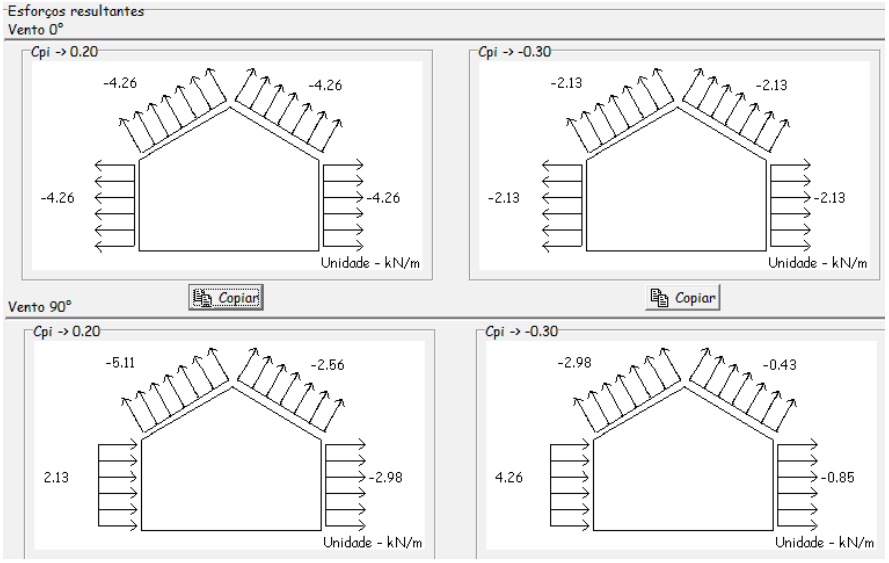


Figura 5 – Carregamento devido aos ventos no modelo TS-LQ15 (PRAVIA, 2008)

2.3 Análise estrutural

No que se refere em análise estrutural, foi tomada como estática linear e aplicado com o software Ftool (Martha, 2017), utilizando para todos os galpões e componentes um EI constante, uma vez que a análise deste trabalho focou-se apenas no dimensionamento ao Estado Limite Último, não sendo necessárias as análises quanto ao Estado Limite de Serviço, a critério do autor.
Para a obtenção dos esforços, foi realizada as combinações de ações, de acordo com a NBR 8800:2008. Na Tabela 4, mostram-se as combinações utilizadas neste trabalho.

Tabela 4 - Combinação de ações utilizada no dimensionamento dos pórticos.

Combinação 1	PP x 1,25 + SC x 1,5 + Vsp x 1,4 x 0,6
Combinação 2	PP x 1,25 + Vsp x 1,4 + Sc x 1,5 x 0,5
Combinação 3	PP x 1,0 + Vsu0 x 1,4
Combinação 4	PP x 1,0 + Vsu90 x 1,4

2.3.1 Pórtico

Quanto ao pórtico, considerou-se o mesmo bi-apoiado, de modo que não fossem transmitidos momentos fletores para os apoios, a critério do autor.
De acordo com Bellei (2010), para estruturas com coberturas treliçadas, as ligações entre as barras podem ser consideradas como rotuladas, uma vez que, a excentricidade entre as ligações é desprezível, para estruturas com pequenos vãos. Neste caso então, adotou-se apenas a verificação das barras quanto aos esforços axiais, tanto de tração, quanto de compressão. Na Figura 6, observa-se a distribuição dos carregamentos devido ao peso próprio no modelo TS-LQ15.

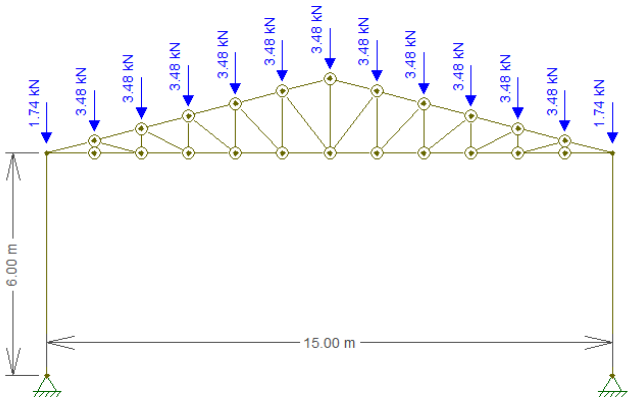


Figura 6 – Modelagem do pórtico no Ftool (Cargas permanentes)

2.3.2 Terças

Às terças por se encontrarem inclinada referente ao plano global da estrutura, decompõem-se para o seu plano local, com isso surgindo esforços para os eixos X e Y, esse critério de cálculo é visto em Pinheiro (2005).

2.3.3 Contraventamento Vertical

Os contraventamentos verticais de acordo com Bellei (2010) tem a finalidade de garantir a estabilidade do conjunto durante sua vida útil e durante a fase de montagem.
Para o nosso estudo adotou-se o contraventamento do tipo X e o mesmo sendo verificado nas barras exclusivamente para os esforços axiais.

2.4 Dimensionamento

Os dimensionamentos dos elementos foram executados em cima das normas técnicas brasileiras. Para os perfis laminados a quente, utilizaram-se os critérios da NBR 8800:2008. Já nos perfis formados a frio, empregou-se o software DimPerfil 4.0 da Lubas Engenharia (2013) que utiliza os critérios da NBR 14762:2010.

2.4.1 Tesoura

O dimensionamento da tesoura foi realizado exclusivamente para esforço axial de tração e compressão, como já citado anteriormente. Os perfis utilizados para a tesoura, em todos os modelos (laminados a quente ou formados a frio), cantoneiras duplas de abas. Para o dimensionamento dos elementos comprimidos, utilizou-se um coeficiente de flambagem igual a 1,0. Além disso, o comprimento de flambagem foi adotado o maior entre os elementos da tesoura.

2.4.2 Coluna

A coluna foi verificada à compressão e flexão, levando-se em consideração a flambagem local e distorcional dos elementos (para os pórticos constituídos de perfis formados a frio). Quanto aos perfis utilizados, nos modelos com pórticos constituídos de perfis laminados a quente, adotou-se perfil tipo HP e para os pórticos constituídos de perfis formados a frio, adotou-se perfis duplo Ur (enrijecido), formando um perfil tubular, conforme mostra a Figura 7.

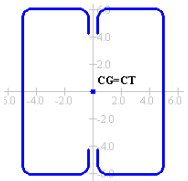


Figura 7 – Perfil da coluna utilizada no dimensionamento do formado a frio, (DIMPERFIL, 2013)

2.4.3 Terças

Às terças foram verificadas a compressão e flexão. Além disso, para o caso específico da terça, foi verificado o Estado Limite de Serviço, onde a flecha foi limitada aos valores normativos (L/180). O dimensionamento ocorreu para os eixos X e Y, com o comprimento de flambagem para verificação da Flambagem Lateral com Torção dividido ao meio, devido a inserção de um tirante. Quanto aos perfis utilizados, nos modelos com perfis laminados a quente utilizou-se perfis U e para os modelos com perfis formados a frio, utilizou-se perfil Ur.

2.4.4 Contraventamento Horizontal e Tirantes

Os dimensionamentos do contraventamento horizontal e tirantes ocorreram exclusivamente na tração. Já no que se refere ao cálculo os mesmos ocorreram de acordo com Pravia (2010). O perfil adotado que atendeu todos os edifícios deste estudo foi barra redonda de 12,5mm.

2.4.5 Contraventamento Vertical

Já no dimensionamento do contraventamento vertical analisou-se exclusivamente no esforço axial, de acordo com descrito por Bellei (2010). O perfil adotado foi cantoneira dupla oposta pelo vértice para os modelos constituídos de perfis laminados a quente e perfil duplo L oposto pelo vértice para os modelos constituídos de perfis formados a frio.

3 RESULTADOS

Os resultados são tomados por base nos dimensionamentos realizados dos modelos apresentados anteriormente. Após o dimensionamento dos perfis, foram obtidos os quantitativos da cada modelo e, para chegar ao consumo de aço, dividiu-se o peso total dos elementos pela área de influência dos pórticos. Na Tabela 5, visualiza-se o quantitativo do modelo TS-LQ10, para referência.

Tabela 5 – quantitativo do galpão TS-LQ10

Tipo de Galpão	Tipo de Perfil estrutural	Vão (m)	Componente	Massa (kg/m)	Quantitativo (m)	Massa (kg)
Tesoura Simples	LQ	10	Tesoura	9.48	240.73	2282
Tesoura Simples	LQ	10	Coluna	32.7	84	2747
Tesoura Simples	LQ	10	Terças	10.8	360	3888
Tesoura Simples	LQ	10	Tirantes	0.99	125.04	124
Tesoura Simples	LQ	10	C.H	0.99	196.48	195
Tesoura Simples	LQ	10	C.V	12.2	67.84	828

Verificou-se então uma massa total de 10064 kg. Para a determinação do consumo, dividiu-se essa mesma pela área do galpão. Logo, encontrou-se um consumo de aço de 27,956 kg/m².
Nas Figuras de 8 a 12, visualizam-se os consumos de aço obtidos para todos os modelos, com os vãos de 10, 15, 20, 25 e 30 metros respectivamente.

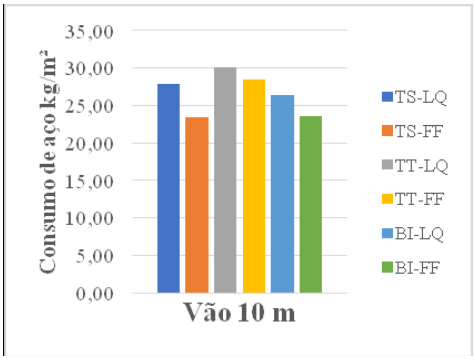


Figura 10 – Vão 10m

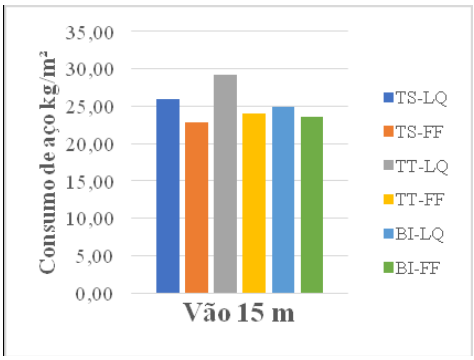


Figura 11 – Vão 15m

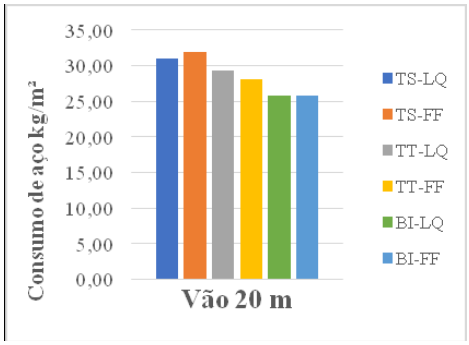


Figura 12 – Vão 20m

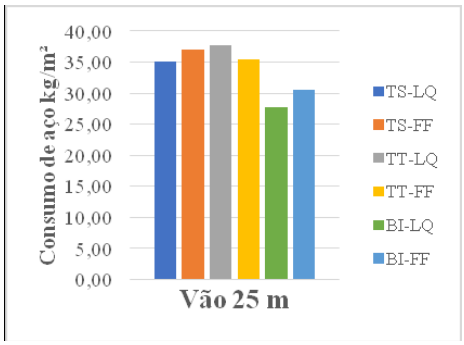


Figura 13 – Vão 25m

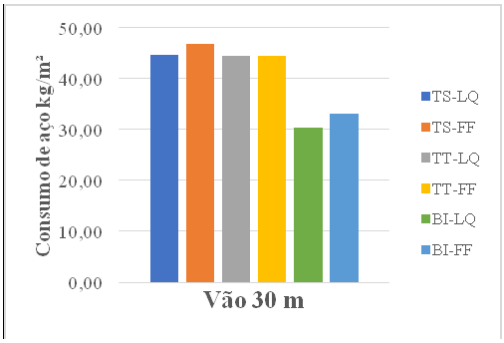


Figura 14 – Vão 30m

A Figura 8 aponta um consumo elevado quando se toma por base um vão com extensão de 10 m, o galpão do tipo TT-LQ10 apresentou-se o maior consumo entre os edifícios industriais em aço. Já o tipo TS-FF10 observou-se uma diferença de 22,1% menor.
No vão de 15m conforme observado na Figura 9 o galpão do tipo TS-FF15 novamente apresentou um consumo de aço inferior aos demais, observa-se também que a situação se repete no vão de 10m, sendo que nesse vão a diferença é 21,7%, onde o valor é aproximado ao do vão anterior.
Conforme a Figura 10, no vão de 20m o tipo TS-FF20 apresentou um consumo de 19,54% maior que o modelo BI-LQ20, que por sua vez obteve o melhor desempenho no que se refere a consumo de aço para esta extensão.
Também se tratando de consumo de aço, agora observando os edifícios com dimensão de 25m, visualiza-se na Figura 11 o galpão do tipo BI-LQ25 obteve um desempenho de 26,25% melhor de aproveitamento que o tipo TT-LQ25, onde o mesmo apresentou um consumo aproximado nas demais tipologia.
Por fim, se tratando do vão de 30m, que é exibido na Figura 12, o edifício industrial que apresentou o melhor desempenho no que se refere ao consumo de aço, foi o tipo BI-LQ, onde o mesmo mostrou-se uma performance superior aos outros galpões. Já o tipo TS-FF demonstrou ser inapropriado para este tipo de extensão.
Na Figura 13, pode-se visualizar o gráfico comparativo entre todos os galpões dimensionados.

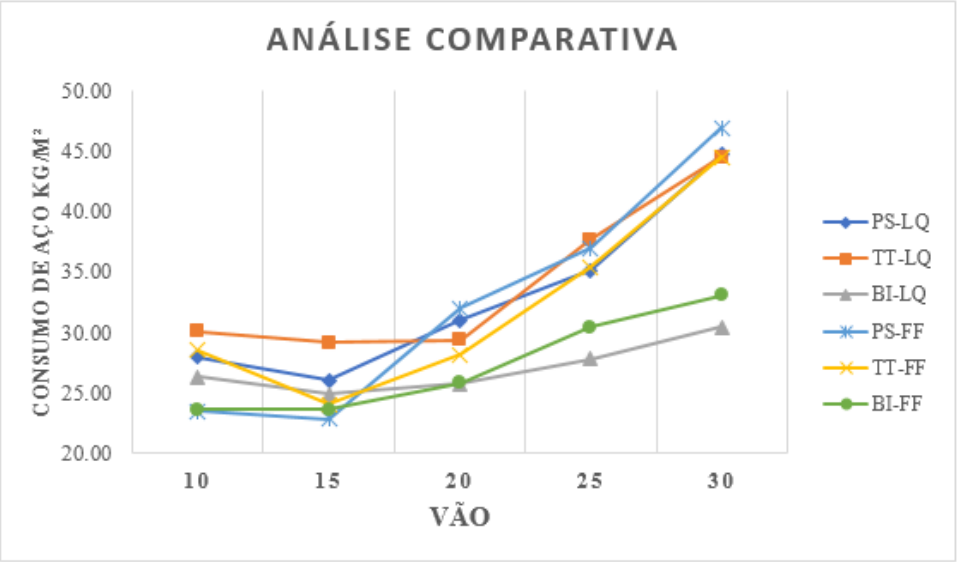


Figura 13 – Gráfico comparativo entre todos os edifícios industrias adotados neste estudo.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste estudo foram obtidos dados analíticos, através dos quais, se tornou possível efetuar uma sucinta avaliação de caráter comparativo, acerca dos tipos mais usuais de edifícios

industriais em aço utilizando os perfis formados a frio e laminados a quente. Tal avaliação proporciona fazer as considerações seguintes. De acordo com as análises realizadas, pode-se observa que nos vãos de 10m e 15m, o galpão do tipo PS-FF é recomendado para construção no que se refere ao consumo de aço. Já nos vãos de 20m, 25m e 30m o tipo BI-LQ ficando sugerido no que tange ao consumo.

Com esse estudo se pode perceber que nos vãos de 10m e 15m, o edifício do tipo TT-LQ obteve um consumo maior entre os galpões estudados, sendo que na tesoura, os esforços foram menores que os demais, exceto para o tipo TT-FF, já que o EI foi constante ao longo da estrutura e com isso gerando os mesmos esforços. O que impactou no seu consumo foi a quantidade de elemento na sua tesoura ser maior que as demais e isso se deve a sua tipologia. No vão de 20m o tipo TS-FF20 apresentou um consumo maior, não sendo indicado a sua utilização. Já nos vãos de 25m e 30m o tipo PS-FF e o TT-LQ, não sendo recomendado a sua utilização.

Ao longo desse estudo, pode-se observar que para os vãos de 10m e 15m os perfis formados a frio obtiveram excelentes desempenho comparado aos laminados a quente. Já nos vãos de 20m, 25m e 30m os perfis laminados a quente apresentou um bom desempenho, exceto no vão de 20m que o tipo BI-FF20 também apresentou um excelente desempenho, ficando praticamente empatado com o laminado a quente.

REFERÊNCIAS

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

_____NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento. Rio de Janeiro, 2010;

_____NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980;

_____NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988;

BELLEI, I. H. Edifícios Industriais em Aço: Projeto e cálculo. São Paulo: PINI, 2010;

CBCA. Galpões para Uso Gerais. Rio de Janeiro: CBCA, 2010;

CBCA. Manual de construção em aço. Rio de Janeiro: CBCA, 2014;

LUBAS ENGENHARIA, DimPerfil versão 4.0, 2013;

MARTHA, F. L. Ftool Versão 4.0. PUC-RIO, 2017;

PFEIL. W.; PFEIL. M. Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008. Rio de Janeiro-RJ, 2009;

PRAVIA, Z. M. C. Visualventos Versão 2.0.2m. Passo Fundo: UFPF, 2008;

PINHEIRO, A. C. da F. B. Estruturas metálicas: Cálculos, Detalhes, Exercícios e Projetos. São Paulo-SP, 2005

JAVARONI, E, C. Estruturas de aço: Dimensionamento de perfis formados a frio. Rio de Janeiro-RJ, 2015.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE SISTEMA DE PISO MISTO EM VIGAS TRELIÇADAS DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO E LAJES PRÉ FABRICADAS DE CONCRETO*

Luiz Alberto Araújo de Seixas Leal[1]
Eduardo de Miranda Batista[2]

Resumo
As construções mistas de aço e concreto têm sido bastante utilizadas, especialmente pela garantia de um melhor desempenho dos elementos estruturais em termos de capacidade resistente, rigidez à flexão e menor consumo de materiais. Nos últimos anos, muitas pesquisas estão voltadas à avaliação da interação entre perfis de aço formados a frio e lajes de concreto, uma vez que existem poucos resultados analíticos e experimentais sobre o comportamento deste sistema construtivo. Um dos desafios encontrados refere-se à ligação entre os materiais, com auxílio de conectores de cisalhamento, e os correspondentes mecanismos de colapso. Neste contexto, foram realizados ensaios experimentais para avaliação do comportamento estrutural de vigas treliçadas de chapa fina de aço e lajes pré-fabricadas de concreto. As treliças, fabricadas com perfis formados a frio tipo U enrijecido com espessura de 1,25 mm, aço ZAR-345, foram solidarizadas à laje de concreto através de uma solução inovadora: conectores tipo Perfobond de chapa fina (TWP, *Thin Walled Perfobond*), fixados no banzo superior da treliça por meio de parafusos auto-atarraxantes. O presente trabalho visa apresentar os resultados obtidos no ensaio de flexão de um protótipo em escala real com vão livre de 7800 mm, em termos de distribuição de deformações específicas e flecha em relação ao carregamento registrado no atuador hidráulico.

Palavras-chave: Piso misto em aço e concreto; Perfis de aço formados a frio; Treliças mistas de aço e concreto; Perfobond; Análise experimental de estrutura.

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF COMPOSITE FLOOR SYSTEM WITH COLD-FORMED TRUSSED BEAMS AND PRE-FABRICATED CONCRETE SLABS

Abstract
The composite steel and concrete construction are widely adopted, specially to ensure a better performance of structural members in terms of resistance capacity, flexural stiffness and low material consumption. In recent years, many researches aimed at evaluating the interaction between cold-formed sections (CFS) and concrete slabs, once there are few analytical and experimental results regarding the behavior of this type of constructional system. One of the challenges pointed by researches refers to the connection between both materials and its collapse mechanisms, ensured by shear connectors. In this context, experimental investigations were conducted in order to evaluate the structural behavior of thin-walled trussed beams and pre-fabricated concrete slabs. The trusses, composed by 1.25 mm thick

A Figura 8 aponta um consumo elevado quando se toma por base um vão com extensão de 10 m, o galpão do tipo TT-LQ10 apresentou-se o maior consumo entre os edifícios industriais em aço. Já o tipo TS-FF10 observou-se uma diferença de 22,1% menor.
No vão de 15m conforme observado na Figura 9 o galpão do tipo TS-FF15 novamente apresentou um consumo de aço inferior aos demais, observa-se também que a situação se repete no vão de 10m, sendo que nesse vão a diferença é 21,7%, onde o valor é aproximado ao do vão anterior.
Conforme a Figura 10, no vão de 20m o tipo TS-FF20 apresentou um consumo de 19,54% maior que o modelo BI-LQ20, que por sua vez obteve o melhor desempenho no que se refere a consumo de aço para esta extensão.
Também se tratando de consumo de aço, agora observando os edifícios com dimensão de 25m, visualiza-se na Figura 11 o galpão do tipo BI-LQ25 obteve um desempenho de 26,25% melhor de aproveitamento que o tipo TT-LQ25, onde o mesmo apresentou um consumo aproximado nas demais tipologia.
Por fim, se tratando do vão de 30m, que é exibido na Figura 12, o edifício industrial que apresentou o melhor desempenho no que se refere ao consumo de aço, foi o tipo BI-LQ, onde o mesmo mostrou-se uma performance superior aos outros galpões. Já o tipo TS-FF demonstrou ser inapropriado para este tipo de extensão.
Na Figura 13, pode-se visualizar o gráfico comparativo entre todos os galpões dimensionados.

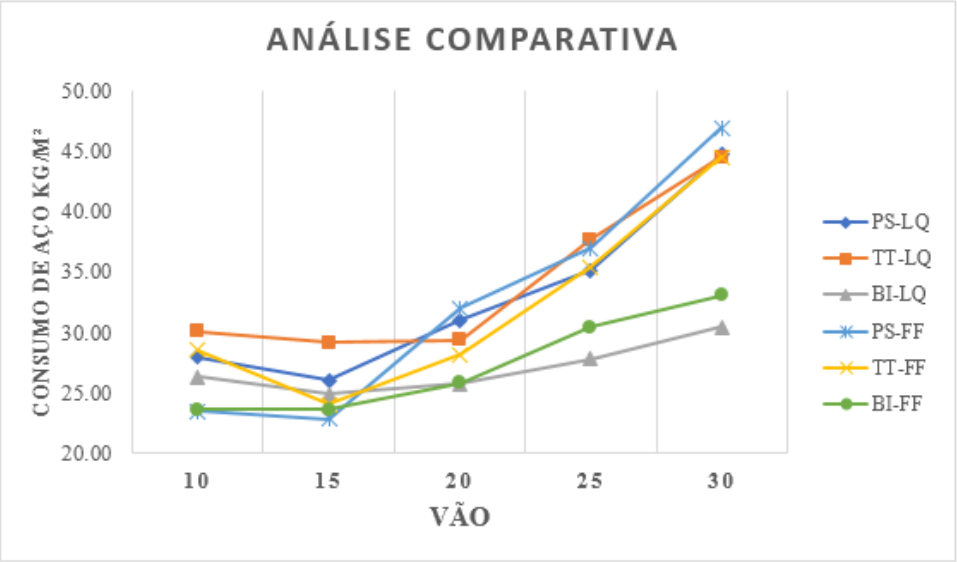


Figura 13 – Gráfico comparativo entre todos os edifícios industrias adotados neste estudo.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste estudo foram obtidos dados analíticos, através dos quais, se tornou possível efetuar uma sucinta avaliação de caráter comparativo, acerca dos tipos mais usuais de edifícios

industriais em aço utilizando os perfis formados a frio e laminados a quente. Tal avaliação proporciona fazer as considerações seguintes. De acordo com as análises realizadas, pode-se observa que nos vãos de 10m e 15m, o galpão do tipo PS-FF é recomendado para construção no que se refere ao consumo de aço. Já nos vãos de 20m, 25m e 30m o tipo BI-LQ ficando sugerido no que tange ao consumo.

Com esse estudo se pode perceber que nos vãos de 10m e 15m, o edifício do tipo TT-LQ obteve um consumo maior entre os galpões estudados, sendo que na tesoura, os esforços foram menores que os demais, exceto para o tipo TT-FF, já que o EI foi constante ao longo da estrutura e com isso gerando os mesmos esforços. O que impactou no seu consumo foi a quantidade de elemento na sua tesoura ser maior que as demais e isso se deve a sua tipologia. No vão de 20m o tipo TS-FF20 apresentou um consumo maior, não sendo indicado a sua utilização. Já nos vãos de 25m e 30m o tipo PS-FF e o TT-LQ, não sendo recomendado a sua utilização.

Ao longo desse estudo, pode-se observar que para os vãos de 10m e 15m os perfis formados a frio obtiveram excelentes desempenho comparado aos laminados a quente. Já nos vãos de 20m, 25m e 30m os perfis laminados a quente apresentou um bom desempenho, exceto no vão de 20m que o tipo BI-FF20 também apresentou um excelente desempenho, ficando praticamente empatado com o laminado a quente.

REFERÊNCIAS

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

_____NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento. Rio de Janeiro, 2010;

_____NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980;

_____NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988;

BELLEI, I. H. Edifícios Industriais em Aço: Projeto e cálculo. São Paulo: PINI, 2010;

CBCA. Galpões para Uso Gerais. Rio de Janeiro: CBCA, 2010;

CBCA. Manual de construção em aço. Rio de Janeiro: CBCA, 2014;

LUBAS ENGENHARIA, DimPerfil versão 4.0, 2013;

MARTHA, F. L. Ftool Versão 4.0. PUC-RIO, 2017;

PFEIL. W.; PFEIL. M. Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008. Rio de Janeiro-RJ, 2009;

PRAVIA, Z. M. C. Visualventos Versão 2.0.2m. Passo Fundo: UFPF, 2008;

PINHEIRO, A. C. da F. B. Estruturas metálicas: Cálculos, Detalhes, Exercícios e Projetos. São Paulo-SP, 2005

JAVARONI, E, C. Estruturas de aço: Dimensionamento de perfis formados a frio. Rio de Janeiro-RJ, 2015.

ZAR-345 steel lipped channel members, were connected to the concrete slab by innovative solution: Thin-Walled Perfobond shear connectors, TWP, fixed to the top chord of the truss with the help of self-drilling screws. The present work aims at presenting the results, obtained through the bending test of a full-scale prototype with length of 7800 mm, in terms of the cross-section strains distribution and the force/displacement behavior recorded from the hydraulic actuator.

Keywords: Steel and concrete composite floor system; Cold-formed steel member; Steel and concrete composite trussed beam; Perfobond; Structural experimental analysis

[1] Engenheiro Civil, M.Sc., Doutorando no Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
[2] Engenheiro Civil, D.Sc, Professor Titular, Departamento de Estruturas da Escola Politécnica e Programa de Engenharia Civil da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

As estruturas mistas de aço e concreto são amplamente adotadas na construção de edificações de andares múltiplos, no intuito de permitir redução no consumo de materiais, aumento da capacidade resistente e eficiência dos sistemas estruturais. A associação entre aço e concreto possibilita ainda uma série de outros benefícios como, por exemplo, a redução nos custos de obra, agilidade durante a etapa de montagem da estrutura e a concepção de solução estrutural capaz de vencer grandes vãos e reduzir efeitos de vibrações nos pisos.

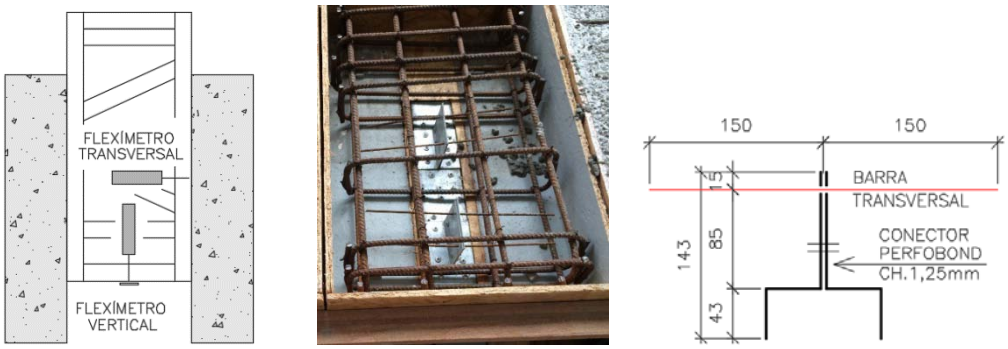
Recentemente, diversas pesquisas relacionadas ao comportamento misto entre aço e concreto têm sido desenvolvidas para avaliação de diferentes tipos de sistemas estruturais compostos pela associação de perfis formados a frio e lajes de concreto como, por exemplo, os trabalhos publicados por [5], [6], [7] e [8].

Neste contexto, o presente trabalho visa avaliar o comportamento de vigas treliçadas, através de ensaios experimentais em escala real, compostas por perfis formados a frio tipo U enrijecido (seção U89x40x12x1,25) e lajes (parcialmente) pré-fabricadas unidirecionais com blocos de enchimento em EPS (Poliestireno Expandido). A investigação experimental foi conduzida no Laboratório de Estruturas e Materiais (LABEST) da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro e revelou importantes aspectos relativos ao mecanismo de colapso, capacidade resistente, rigidez à flexão e ductilidade do sistema estrutural de chapas finas.

A ligação entre aço e concreto foi realizada através de uma inovadora solução para conectores de cisalhamento: *Perfobond* com chapas finas (denominado *Thin-Walled Perfobond* (TWP)), com espessura de 1,25 mm e solidarizado ao banzo superior da treliça através de parafusos auto-atarraxantes (diâmetro de 4,8 mm). É importante ressaltar que o emprego de parafusos foi idealizado por conta das restrições na soldagem dos conectores para espessuras de chapas finas e, especialmente, de modo a garantir tecnologia de montagem alinhada com o sistema construtivo *steel frame*.

A Figura 1 apresenta o conector de cisalhamento e o protótipo de *push-out* ensaiado por [1], em conformidade com os requisitos estabelecidos por [4], para avaliação do comportamento da ligação entre aço e concreto. Os resultados preliminares indicaram que o referido elemento estrutural é adequado para garantir a interação entre aço e concreto e que

as expressões analíticas propostas por [2] para estimativa da capacidade resistente estão bem correlacionadas com os dados experimentais obtidos.



(a) (b) (c)

Figura 1 – Detalhes do ensaio de cisalhamento direto (*push-out*), realizado para avaliação do comportamento dos conectores TWP: (a) instrumentação adotada, (b) preparação do protótipo e (c) geometria e dimensões do conector, segundo [1]

2 AVALIAÇÃO DO PROTÓTIPO EM ESCALA REAL

2.1 Características do sistema estrutural

O sistema estrutural misto de aço e concreto é composto por treliças metálicas de chapas finas, com espessura de 1,25 mm, aço tipo ZAR-345 e perfis tipo U enrijecidos (Ue 89x40x12x1,25). As seções transversais e as treliças são tipicamente adotadas no sistema construtivo *Steel Frame*, destinadas a sustentação de pisos com painéis de madeira (OSB e cimentícios).

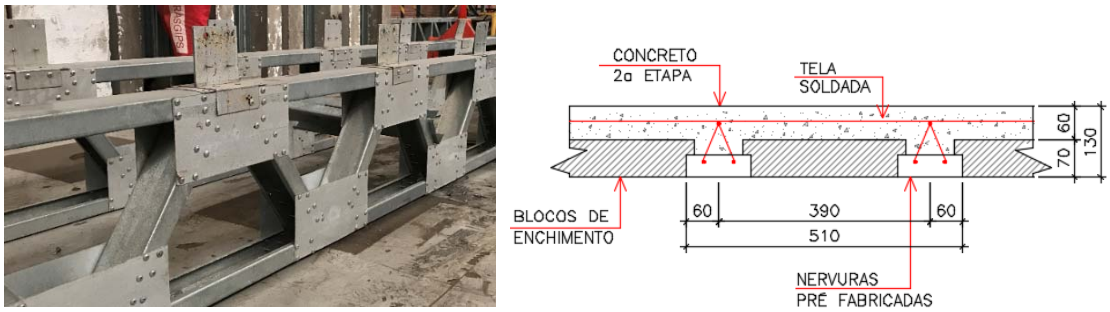
A solidarização entre a treliça de aço e a laje de concreto é realizada através de conectores TWP, fixados por meio de parafusos auto-atarraxantes no banzo superior. O conector Perfobond, por sua vez, é constituído a partir da associação de dois perfis Z (Z43x47x89) de chapas finas, espessura 1,25 mm, aço ZAR-345 e com comprimento longitudinal de 100 mm, conforme pode ser observado na Figura 1.

Na interface entre o conector e o banzo superior, foi posicionada uma chapa metálica de reforço local, concebida para evitar um colapso precoce do sistema estrutural em escala real e para garantir uma melhor distribuição de esforços entre aço e concreto. A fixação entre a chapa e o banzo foi realizada na alma do perfil U enrijecido, por meio de 8 (oito) parafusos auto-atarraxantes com 4,8 mm de diâmetro.

A laje de concreto, parcialmente pré-fabricada, apresenta altura total de 130 mm (espessura da capa de 60 mm e altura dos blocos EPS com 70 mm) e resistência característica à compressão de 16,1 MPa, obtida através de ensaios de corpos de prova cilíndricos padronizados.

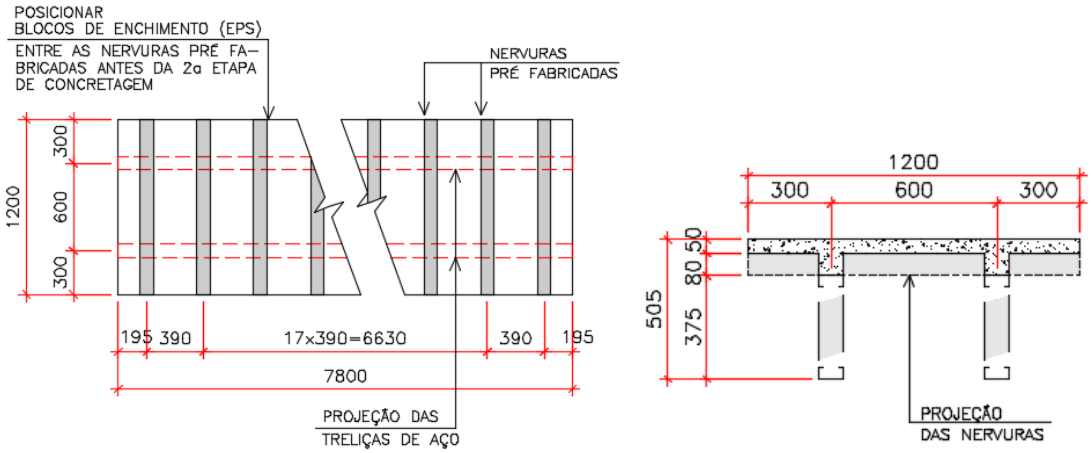
Na Figura 2, são apresentados detalhes da treliça metálica e da laje de concreto. Note que os “nós” da treliça são reforçados com chapas de aço para evitar a ruptura da estrutura na ligação entre os banzos e as diagonais. Em relação à laje, é possível observar que o espaçamento entre as nervuras pré-fabricadas totaliza 390 mm.

Na Figura 3, é possível observar os detalhes relacionados ao protótipo em escala real, incluindo a vista superior antes da concretagem e a seção transversal do sistema estrutural misto. O comprimento total do protótipo é de 7.800 mm e o vão livre, dado pela distância entre apoios, totaliza 7.600 mm.



(a) (b)

Figura 2 – Detalhes associados à treliça metálica e à laje de concreto: (a) vista lateral indicando as ligações com chapa de reforço e conectores auto-atarraxantes e (b) seção transversal da laje pré-fabricada



(a) (b)

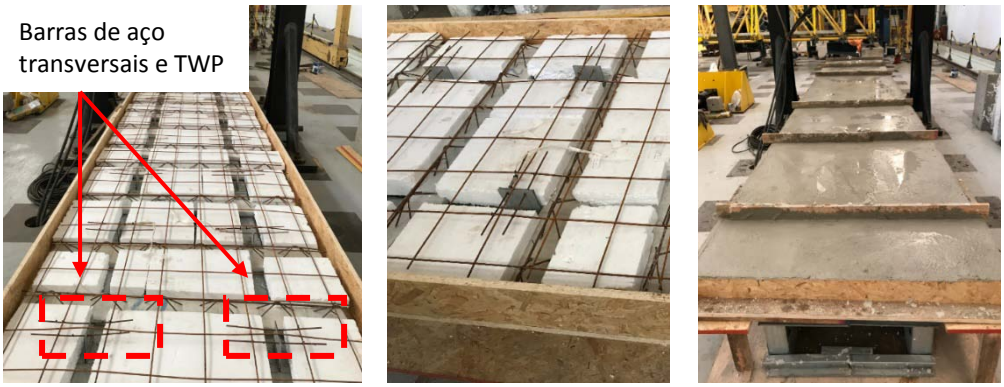
Figura 3 – Protótipo em escala real: (a) Vista superior antes da concretagem e (b) seção transversal do protótipo

2.2 Preparação do protótipo em escala real

A preparação do protótipo em escala real foi realizada em três etapas distintas: (a) montagem das treliças metálicas, conectores de cisalhamento e reforços localizados, (b) intertravamento lateral das duas treliças, posicionamento dos blocos de enchimento e preparação da fôrma de madeira e (c) concretagem e cura da laje de concreto.

A Figura 4 apresenta algumas importantes características associadas à etapa de preparação do experimento. Antes da realização da concretagem, as nervuras pré-fabricadas e os blocos de enchimento, conforme detalhado nas Figuras 2.3 e 2.1, foram posicionados sobre as vigas

treliçadas de aço. Em seguida, foram introduzidas a tela soldada (malha composta por armadura com 4,2 mm de diâmetro e espaçamento de 15 x 15 cm), destinada ao controle de fissuração da laje, e as barras transversais de aço (diâmetro 4,2 mm e comprimento de 300 mm) que atravessam os conectores TWP.



(a) (b) (c)

Figura 4 – Preparação do protótipo: (a) Montagem das fôrmas, (b) conectores TWP e as barras transversais de 4,2 mm e (c) processo de cura imediatamente após a concretagem

2.3 Caracterização da instrumentação e da configuração do ensaio experimental

O sistema estrutural misto de aço e concreto foi instrumentado, no intuito de avaliar importantes aspectos correspondentes ao comportamento estrutural em termos de(i) capacidade resistente, (ii) distribuição de deformações na seção transversal, (iii) rigidez à flexão e (iv) deslocamentos transversais (flechas).

Nas figuras 5 e 6, pode-se observar que o ensaio experimental de flexão é caracterizado por uma aplicação de carga, por meio de um atuador hidráulico servo controlado (capacidade de 250 kN) e três vigas rígidas de distribuição, em duas seções intermediárias do protótipo. Neste sentido, a região central, cuja extensão totaliza 2330 mm, está sujeita a uma distribuição constante de momentos fletores (flexão pura).

É importante destacar ainda que a viga treliçada mista está simplesmente apoiada em ambas as extremidades e o vão livre totaliza 7600 mm. Em apenas um dos apoios a movimentação da estrutura na direção horizontal longitudinal foi impedida.

A instrumentação adotada para aquisição de dados é apresentada nas figuras 7, 8 e 9. Foram utilizados 8 (oito) extensômetros no aço para os banzos superior e inferior, na região compreendidas entre os pontos de aplicação de carga (zona de flexão pura). Além disto, foram implementados 10 (dez) extensômetros na face superior da laje de concreto, próximos ao centro do vão livre do protótipo.

Observe que, na Figura 7, os extensômetros no aço foram posicionados na mesa do banzo superior e na alma do banzo inferior. É possível verificar ainda que, numa mesma seção, os extensômetros no concreto foram igualmente espaçados ao longo da largura de 1200 mm, no intuito de permitir a avaliação do efeito de *shear-lag* (distribuição não uniforme de tensões na mesa comprimida de concreto).

Em relação aos flexímetros, destinados ao registro dos deslocamentos do protótipo, foram adotados 8 (oito) unidades, sendo que os dois sensores identificados na Figura 9 por “HA" e

"HB" têm a finalidade de medição dos deslocamentos relativos entre a laje de concreto e as treliças metálicas (parâmetro fundamental para avaliar o comportamento dos conectores TWP no ensaio de flexão). Os demais sensores foram implementados para definição dos deslocamentos verticais da viga treliçada, ao longo do comprimento longitudinal.

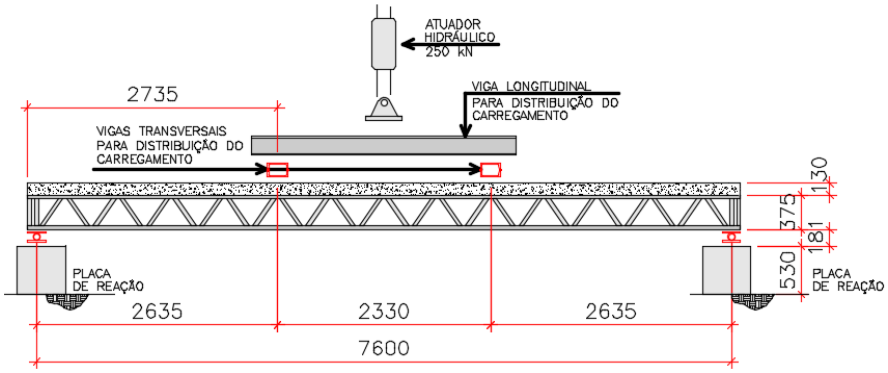


Figura 5 – Configuração do ensaio experimental de flexão do sistema de piso misto

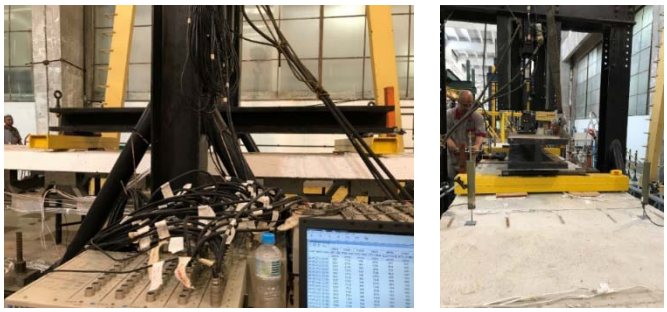


Figura 6 – Disposição das vigas de distribuição para aplicação de carga no protótipo

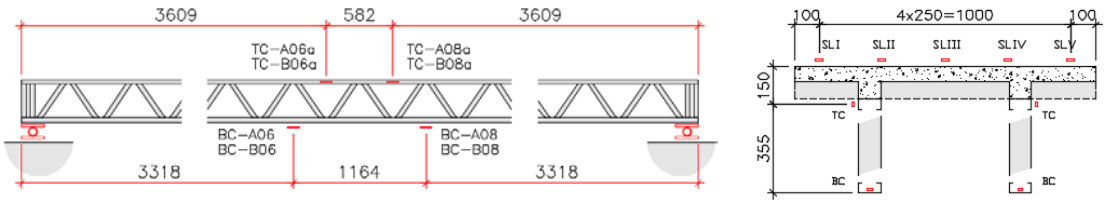


Figura 7 – Disposição dos extensômetros para avaliação das deformações específicas nos banzos superior e inferior (TC e BC correspondem a *Top* e *Bottom*, respectivamente)

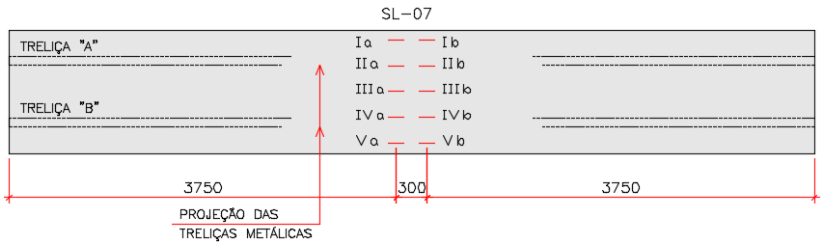


Figura 8 – Disposição dos extensômetros para avaliação das deformações específicas no topo da laje de concreto

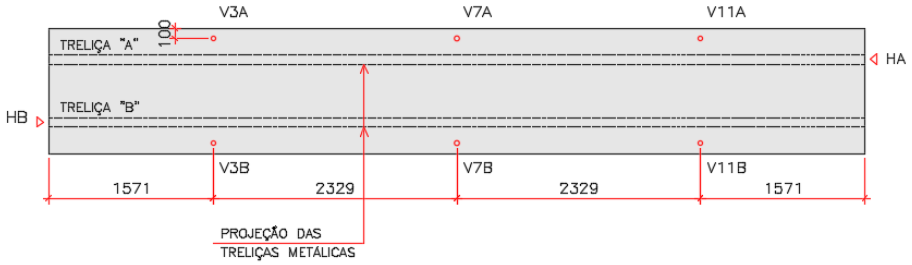


Figura 9 – Disposição dos flexímetros para determinação dos deslocamentos verticais e horizontais (respectivamente V e H)

2.4 Modelos analíticos para avaliação do comportamento do sistema estrutural

O comportamento do sistema estrutural treliçado misto de aço e concreto, pode ser avaliado a partir de modelos analíticos em termos de capacidade resistente e rigidez à flexão. Os procedimentos analíticos, como aquele citado pela norma brasileira de aço [3], recomendam que a seção transversal resistente seja composta a partir da contribuição da laje de concreto comprimida e do banzo inferior tracionado. Neste sentido, costumam desprezar a influência exercida pelo banzo superior do sistema treliçado.

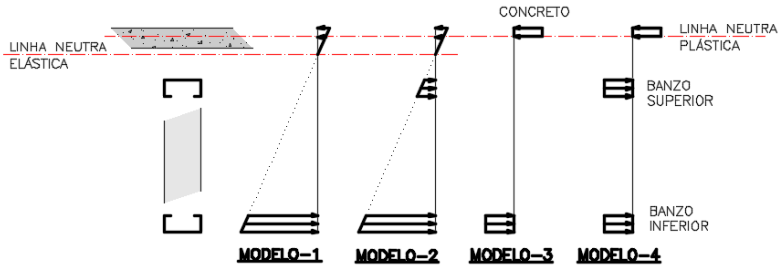


Figura 10 – Modelos analíticos para estimativa da capacidade resistente do sistema treliçado misto

No presente trabalho, foram idealizados 4 (quatro) modelos analíticos para estimativa de capacidade resistente, baseado no equilíbrio de forças atuantes na seção transversal em regimes elástico e plástico, conforme apresentado na Figura 10.

Os “Modelos 1” e “3” desprezam a contribuição do banzo superior e admitem uma distribuição de forças em regime elástico e plástico, respectivamente. Os “Modelos 2” e “4” consideram a contribuição do banzo superior e estão associados ao regime elástico e plástico, respectivamente.

Na Tabela 1 são apresentadas as informações relativas à estimativa do momento resistente das vigas treliçadas mistas e à força máxima aplicada pelo atuador hidráulico. Note que a força máxima aplicável ao protótipo considera a existência de um estado prévio de carregamento, produzido pelo peso próprio da estrutura (22,0 kN) e das vigas de aço de distribuição (9,0 kN). É importante destacar que a força equivalente no atuador hidráulico, correspondente ao peso próprio do protótipo e das vigas de distribuição, é de 24,5 kN.

Na Tabela 2, pode-se observar as características associadas ao aço e ao concreto, obtidas através de ensaios de qualificação (exceto módulo de elasticidade secante do concreto, deformação correspondente ao início do escoamento do aço ε_y e razão modular). Além disto,

são apresentadas as características geométricas da seção transversal da viga mista, obtidas através da homogeneização da seção correspondente ao "Modelo-2".

Tabela 1 – Estimativa de momento resistente e da força estimada no atuador hidráulico

Modelo Analítico	Contribuição do banzo superior	Profundidade Linha Neutra [cm]	Momento Resistente [kN.cm]	Momento Peso Próprio [kN.cm]	Momento Adicional [kN.cm]	Força Estimada Atuador [kN]
1	N	5,77	8002	3222	4780	36,3
2	S	6,25	8658		5436	41,3
3	N	1,06	8478		5256	39,9
4	S	2,12	10695		7472	56,7

Tabela 2 – Propriedades mecânicas dos materiais e propriedades geométricas da seção mista

Aço				Concreto			Seção Mista		
Módulo Elast (Es) [MPa]	Tensão Esc [MPa]	Tensão Ruptura [MPa]	Deform Esc (εy) [μstr]	Resist Conc (fck) [MPa]	M Elast Sec (Ec) [MPa]	Razão Mod (η) -	Momento Inércia [cm4]	Módulo Elástico Wt [cm3]	Módulo Elástico Wc [cm3]
188605	375	445	1989	16	19099	10	10212	1634	231

2.5 Registro das deformações específicas nos banzos

Os resultados obtidos através da análise experimental em escala real permitem a avaliação da relação existente entre a força produzida pelo atuador hidráulico e as deformações específicas nos banzos superior e inferior.

Baseado nos dados registrados durante a realização do ensaio de flexão, importantes aspectos podem ser enfatizados, tais como: (a) comparativo entre a força aplicada pelo atuador e os modelos analíticos, (b) contribuição do banzo superior, (c) comportamento não linear e (d) excentricidade da força atuante no atuador.

Os resultados apresentados nas figuras 11 e 12 indicam que a força máxima registrada no protótipo foi de 44,7 kN, correspondente a um mecanismo de colapso de ruptura da seção líquida do banzo inferior por tração. O valor observado é próximo àquele estimado para o "Modelo-2", caracterizado pela consideração da distribuição elástica de forças na laje de concreto e em ambos os banzos da treliça. Os resultados experimentais foram 8% maiores que o valor previsto pelo "Modelo-2" de 41,3 kN (Tabela 1).

É válido destacar, no entanto, que valores experimentais obtidos por outros pesquisadores [5], observaram que a capacidade resistente de treliças mistas ensaiadas foi definida pela plastificação total da seção transversal.

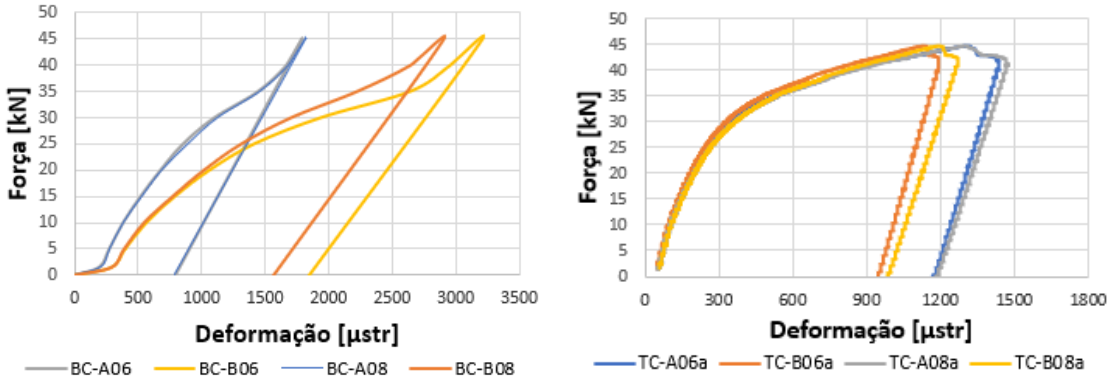
Acredita-se que as excentricidades de carga, observadas no ensaio descrito por este trabalho, possa ter influenciado negativamente na capacidade portante da estrutura. Na Figura 11, observamos que as deformações associadas à "Treliça A" e "Treliça B" são discrepantes, principalmente os resultados relativos ao banzo inferior. Os sensores BC-B06 e BC-A06, posicionados numa mesma seção, apresentam deformações, no instante do colapso, de 3202 e 1777 μstr, respectivamente.

Em relação aos banzos, pode-se destacar ainda a avaliação das deformações finais, obtidas através da soma dos valores correspondentes ao peso próprio e aos dados experimentais

(após o início de aplicação de carga). Estima-se que, antes da aplicação de força pelo atuador, as deformações prévias nos banzos inferior e superior totalizam 724 e 160 µstr, respectivamente. As deformações prévias foram obtidas através de uma regressão dos dados experimentais registrados no ciclo de carga e descarga para os extensômetros centrais.

No instante do colapso, nota-se, na Figura 11(b), que o banzo superior (sensores TC-A06a e TC-A08a) apresenta deformações de 1309 µstr. Considerando o estado prévio de carregamento, a deformação final totaliza 1469 µstr, correspondente a uma tensão de 277 MPa.

Quanto ao comportamento da curva "força/deformação", observa-se que a não linearidade se manifesta a partir do estágio de carregamento de 10 kN, aproximadamente, e torna-se mais acentuada no intervalo compreendido entre 23 kN e 44,7 kN. Estima-se que, no patamar de 23 kN, o banzo inferior da "Treliça B" tenha alcançado o início do escoamento (deformação prévia de 724 µstr e deformação produzida pelo atuador 1265 µstr).



(a) (b)

Figura 11 – Resultados experimentais da relação "força/deformação" correspondente aos banzos, região de flexão pura: (a) banzo inferior e (b) banzo superior

2.5 Registro das deformações específicas no concreto

A relação entre a força atuante e as deformações específicas no topo da laje de concreto são apresentadas na Figura 12. Os resultados experimentais indicam uma distribuição não uniforme de deformações, ao longo da largura do protótipo. O comportamento, previsto na literatura como "efeito de *shear-lag*", foi mais acentuado para carregamentos próximos à carga de ruptura da estrutura.

Em relação às deformações prévias, produzidas pelo peso próprio das vigas de distribuição e do peso próprio da estrutura, admite-se que a face superior do concreto apresentava um encurtamento de 120 µstr. A deformação média, produzida pelo atuador hidráulico, corresponde a um encurtamento de 779 µstr.

A partir dos resultados experimentais e características do concreto adotado no protótipo, é possível estimar a tensão atuante na laje no instante do colapso. Neste sentido, a Equação 1, adaptada da norma brasileira de concreto [9], foi utilizada para definição da tensão de compressão atuante.

$$\sigma_c = f_c[1 - (1 - \varepsilon_c/\varepsilon_{c2})^n] \quad (1)$$

onde σ_c é a tensão de compressão no concreto; f_c é admitida como a resistência característica; ε_c é a deformação específica num dado instante; ε_{c2} é a deformação associada ao início do patamar plástico do concreto, admitida como 2‰; n é uma constante igual 2,0 para $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$.

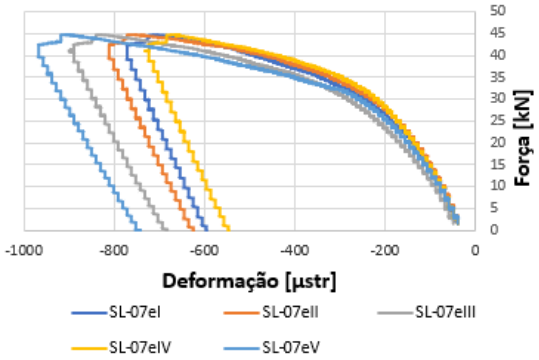


Figura 12 – Resultados experimentais da relação "força/deformação" correspondente ao topo da laje de concreto, na região de flexão pura

Considerando a deformação média total como 899 µstr e a resistência característica informada na Tabela 2, a tensão estimada de compressão na laje de concreto, correspondente ao instante de colapso, é de 11,2 MPa.

2.6 Distribuição de deformações na seção transversal

A distribuição de deformações específicas numa seção transversal localizada na região de flexão pura é apresentada na Figura 13. Os valores apresentados referem-se aos resultados médios, obtidos pelos extensômetros no banzo inferior, banzo superior e laje de concreto.

Os resultados revelam importantes aspectos relativos ao comportamento da estrutura mistas como, por exemplo, (a) profundidade da linha neutra e (b) elementos estruturais de aço completamente tracionados. Em relação à profundidade da linha neutra, o valor médio encontrado totaliza 61 mm, demonstrando uma boa correlação entre os resultados experimentais e o "Modelo-2". No referido modelo, conforme pode ser observado na Tabela 1, a profundidade estimada totalizava 62,5 mm.

É válido destacar ainda que a presença de apenas 1 (uma) linha neutra indica interação total entre a laje de concreto e as treliças metálicas, evidenciando que os conectores TWP foram adequados para a transmissão de esforços de cisalhamento entre ambos os materiais.

Na Figura 13, observe que as deformações associadas aos banzos superior e inferior indicam que os elementos estiveram tracionados durante toda a realização do ensaio experimental. Neste contexto, os perfis tipo U enrijecidos de chapas finas, que compõem os banzos, não estão sujeitos à perda de eficiência decorrente dos modos de flambagem local e distorcional.

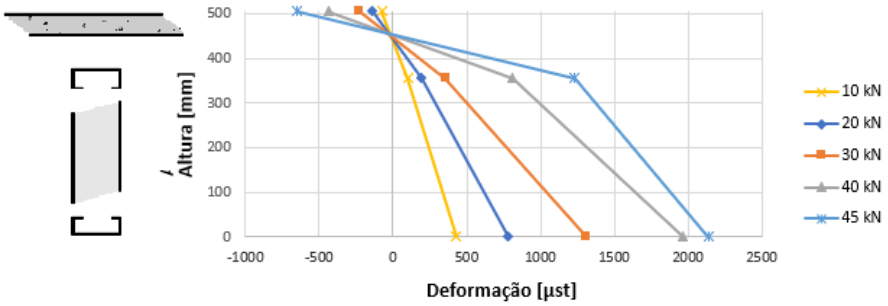


Figura 13 – Resultados experimentais da relação "força/deformação" correspondente ao topo da laje de concreto, na região de flexão pura

3. CONCLUSÃO

A análise experimental do sistema treliçado misto de aço e concreto, composto por elementos estruturais de chapas finas e lajes parcialmente pré fabricadas, revelou importante aspectos relacionados ao comportamento da estrutura em termos de capacidade resistente e distribuição de deformações na seção transversal.

Os resultados obtidos indicam que o sistema treliçado apresenta capacidade resistente levemente superior em relação às estimativas realizadas por procedimentos analíticos tradicionais como, por exemplo, aquele indicado por [3] ("Modelo-3").

A força de ruptura do protótipo, obtida através do somatório entre a força aplicada pelo atuador e pela força equivalente associada ao peso próprio do protótipo e vigas de distribuição, é de 69,2 kN, cerca de 5% maior que o previsto pelo "Modelo-3", cujo valor totaliza 65,8 kN (somatório entre 41,3 kN, indicado na Tabela 1, e 24,5 kN).

É válido destacar, no entanto, que a força de ruptura do experimento parece ter sido bastante afetada pela excentricidade no carregamento produzido pelo atuador hidráulico, conforme mencionado anteriormente. Resultados obtidos por outros pesquisadores indicam que os sistemas treliçados mistos podem alcançar a plastificação total da seção transversal.

Em relação à distribuição de deformações na seção transversal da viga treliçada mista, foi possível observar a presença de apenas 1 (uma) linha neutra na laje, evidenciando interação total entre aço e concreto. Além disto, note que os banzos superior e inferior estão sujeitos apenas a esforços de tração e, portanto, não são susceptíveis à perda de eficiência produzida pelo efeito de flambagem local e distorcional.

Por fim, a partir do ensaio experimental em escala real, pode-se afirmar que a inovadora solução de conector TWP, fixados através de parafusos autoatarraxantes, é adequado, em termos de capacidade resistente, para garantir interação total entre as treliças de aço e a laje de concreto. Os resultados do ensaio de flexão são importantes para embasar as conclusões preliminares indicadas por [1].

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior -Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001. Os autores gostariam de agradecer também ao Grupo GypSteel pelo apoio no fornecimento das treliças de aço para realização dos ensaios experimentais.

REFERÊNCIAS

[1] LEAL, L.A.A.S; BATISTA, E.M. 2017. Experimental investigation of new thin-walled perfobond shear connectors. In: XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, CILAMCE. Florianopolis, Brazil.

[2] OGUEJIOFOR, E.C; HOSAIN, M.U. Numerical analysis of push-out specimens with perfobond ribs connectors. Computers and Structures, Vol 62, No 4, 617-624, 1997.

[3] ABNT NBR 8800. 2008. Design of steel and composite structures for buildings. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brazil.

[4] CEN, EN 1994-1-1, 2004. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, Brussels.

[5] HSU, CHENG-TZU THOMAS; PUNURAI, SUN; PUNURAI, WONSIRI; MAJDI, YAZDAN. 2014. New composite beams having cold-formed steel joists and concrete slab. Engineering Structures, vol. 71, 187-200.

[6] MUJAGIC, J.R.U; EASTERLING, W.S; MURRAY, T.M. 2010. Design and behavior of light composite steel-concrete trusses with drilled standoff screw shear connections. Journal of Constructional Steel Research, vol. 66. 1483-1491.

[7] NAKAMURA, SHUN-ICHI. 2002. Bending behavior of composite girders with cold-formed steel U section. Journal of Structural Engineering, vol. 128, 1169-1176.

[8] WEHBE, NADIM; BAHMANI, POURIA; WEHBE, ALEXANDER. 2013. Behavior of concrete/cold-formed steel composite beams: experimental development of a novel structural system. International Journal of Concrete Structures and Materials, vol 7, 51-59.

[9] ABNT NBR 8800. 2008. Design of steel and composite structures for buildings. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brazil.

Tema: Estruturas mistas de aço e concreto

ANÁLISE NUMÉRICA DE LAJES MISTAS DE AÇO E CONCRETO*

Carol Ferreira Rezende Santos[1]
Maximiliano Malite[2]

Resumo
As lajes mistas consistem no sistema de piso mais utilizado em edifícios metálicos. Em geral, o comportamento e a capacidade resistente das lajes mistas são governados pela resistência ao cisalhamento longitudinal na interface aço-concreto. O comportamento da interface depende de muitas variáveis, como: configuração das mossas, espessura da fôrma e comprimento do vão de cisalhamento. Atualmente, a estimativa da resistência ao cisalhamento longitudinal é feita com base em resultados experimentais em que a quantidade de protótipos varia com a quantidade de parâmetros investigados. Uma alternativa consiste na utilização de simulações numéricas. Nesse trabalho, um modelo numérico em elementos finitos de lajes mistas foi desenvolvido no software ABAQUS®. O modelo foi calibrado e validado com base em resultados experimentais. O modelo numérico foi utilizado em um estudo paramétrico em que foram avaliados a influência da altura da capa de concreto, da resistência à compressão do concreto, da espessura e da resistência da fôrma e do comprimento do vão de cisalhamento na capacidade última das lajes. O estudo demostrou que o aumento da espessura da fôrma e da capa de concreto provocam aumento na capacidade última e ductilidade das lajes e que a capacidade última diminui com o aumento do vão de cisalhamento.

Palavras-chave: Lajes mistas; Interface aço-concreto; Estruturas mistas; Análise numérica.

NUMERICAL ANALISYS OF COMPOSITE SLABS

Steel deck-concrete composite slab system is the most popular flooring system used in steel framed buildings. In this system, the strength and stiffness of composite slab depend on the shear bond between the steel deck and the concrete. The performance of composite action depends on many factors, among which: configuration of embossments on the profiled steel decking, thickness of steel decking and length of shear span. Currently, experimental results are necessary to estimate the longitudinal shear capacity of composite slabs in which the number of prototypes varies with the number of parameters investigated. An alternative is to use numerical simulations. In this paper, a finite element model of composite slabs was developed in ABAQUS® software. The FE model was calibrated and validated based on experimental results. The numerical model was used in a parametric study in which the influence of the concrete slab height, the concrete compressive strength, the thickness and strength of the steel decking and the length of the longitudinal shear span on the ultimate capacity of the slabs were evaluated. It was seen that the ultimate capacity and ductility of the composite slabs increases with the increasing thickness of the steel decking and the concrete slab height and that the ultimate capacity decreases with the increase of the length of longitudinal shear span.

Keywords: Composite slabs; Concrete-steel interface; Composite structures; numerical analysis.

[1] M. Sc., Doutorado em Andamento no Programa de Pós-graduação do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.
[2] D. Sc., Professor Titular do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

As lajes mistas de aço e concreto consistem no sistema de piso mais utilizado em edifícios metálicos. Nesse sistema, a chapa de aço formada à frio permanece incorporada ao sistema e desempenha duas importantes funções: a de fôrma para o concreto fresco e de armadura positiva após a cura do concreto (1).

A ação composta entre a capa de concreto armado e a fôrma metálica depende da capacidade resistente da interface aço concreto em resistir a tensão longitudinal cisalhante que surge na interface aço-concreto. Basicamente, três mecanismos são responsáveis pela capacidade resistente da interface aço-concreto, são eles: a aderência inicial, a ligação mecânica (mossas) e o atrito. Além da interface aço-concreto, outras variáveis influenciam no comportamento mecânico apresentado pelas lajes mistas, os principais são: a geometria da fôrma, a espessura da chapa metálica, a resistência da capa de concreto armado, o comprimento do vão de cisalhamento e a resistência da interface aço e concreto (1,2).

A falha por cisalhamento longitudinal é o modo de falha mais comum nas lajes mista com vãos usuais e consiste no esgotamento da capacidade resistente da interface de transferir os esforços solicitantes entre os dois materiais. Esse modo de falha ocorre antes que a total capacidade a flexão das lajes seja alcançada. As normas de dimensionamento apresentam basicamente dois métodos para avaliação da resistência ao cisalhamento longitudinal nas lajes mista biapoiadas, são eles: o método m-k e o método da interação parcial. Em ambos os métodos é necessário a realização do ensaio de flexão a quatro pontos, conduzidos segundo as recomendações apontadas no Eurocode 4 (3). Os ensaios experimentais são necessários pois a resistência ao cisalhamento longitudinal é dependente da geometria e rigidez da fôrma, assim como do tamanho e espaçamento das mossas na fôrma (1).

Dependendo da quantidade de variáveis investigadas, o programa experimental pode demandar uma grande quantidade de protótipos, resultando em elevado custo experimental e tempo em laboratório. Muitas pesquisas têm utilizado modelos numéricos baseados no método elementos finitos (MEF) para redução da quantidade de protótipos ensaiados. Esses modelos, desde que calibrados e validados com base em resultados experimentais, podem ser utilizados na realização de análises paramétricas. A modelagem numérica de lajes mistas é bastante complexa, pois além das não linearidades físicas e geométricas tem o comportamento não linear da interface aço-concreto. Na literatura, há trabalhos que conduziram estudos numéricos sobre o comportamento mecânico de lajes mistas biapoiadas (4–9). Diferentes simplificações e estratégias de modelagem foram adotadas para simular o comportamento dos materiais e da interface aço concreto. Os principais trabalhos são apresentados em sequência.

O modelo proposto por Abdulhah et al (4) e Abdullah e Easterling (5) foi desenvolvido no software ABAQUS. Os materiais e a interface foram admitidos com comportamento não linear e a análise foi do tipo *quasi-static* disponível no modulo *Explicit* do ABAQUS. As não linearidades físicas e geométricas foram consideradas na modelagem. O concreto foi simulado como um material frágil utilizando o modelo constitutivo *brittle cracking material* e discretizado com elementos sólidos C3D8R. A fôrma representada com comportamento elastoplástico perfeito com critério de *Von Mises* para tratar a plasticidade e foi discretizada

com elementos de casca S4R. A interface foi simulada com elementos conectores do tipo *Radial-Thrust*, cuja metodologia para obtenção da curva tensão cisalhante versus deslizamento (τ x *d*) fornecida aos conectores está descrita em Abdullah et al (4). Além disso, em Abdullah e Easterling (5) é apresentado uma estratégia para obtenção de novas curvas τ x *d* a partir de relações τ x *d* conhecidas.

Ríos et al (8) também utilizou o software ABAQUS para desenvolver modelos numéricos de lajes mistas submetidas ao ensaio de flexão a quarto e a seis pontos. A estratégia de modelagem proposta por Ríos et al (8) é parecida com a adotada por Abdullah et al (4) e Abdullah e Easterling (5). As diferenças entre as estratégias são apontadas em sequência. Em Ríos et al (8) a análise foi do tipo estática enquanto em Abdullah et al (4) ela foi do tipo *quasi-static.* O modelo constitutivo do concreto utilizado por Ríos et al (8) foi o *Concrete Damage Plasticity*, Abdullah et al (4) utilizou o *brittle cracking*. Assim como Abdullah et al (4), Ríos et al (8) utilizou elementos conectores do tipo *Radial-Thrust*, porém Ríos et al (8) propôs uma nova metodologia para obtenção da relação τ x *d*.

Chen e Shi (2) desenvolveram seu modelo numérico no software ANSYS. As não linearidades físicas e geométricas foram consideradas e a análise foi do tipo estática. O concreto foi discretizado com elementos sólidos SOLID65 e o modelo constitutivo utilizado foi o de fissuração e esmagamento. A fôrma foi considerada com comportamento elastoplástico perfeito e discretizada com elementos do tipo casca SHELL93. A interface foi representada com elementos de mola e com elementos de superfície do tipo *surface-to-surface* com modelo de *Coloumb* e coeficiente de atrito igual a 0,3. Gholamhoseini et al (1) desenvolveram modelos numéricos de lajes mistas biapoiadas e contínuas no software ATENA 3D. O concreto foi discretizado com elemento sólido CC3D com comportamento *Nonlinear Cementicius*. A fôrma foi discretizada com elemento de casca e comportamento elasto-plástico perfeito com critério de *Von Mises* para a plasticidade. Na interface foi utilizado elemento de interface do tipo *surface-to-surface* com modelo de *Morh-Coloumb*. A análise foi do tipo estática e as não linearidades físicas e geométricas foram consideradas nos modelos numéricos.

Nos trabalhos citados, os autores destacam que a maior dificuldade na modelagem consiste na correta representação do comportamento mecânico da interface aço-concreto. As estratégias apresentadas nos trabalhos foram complexas e demandaram muitos parâmetros. Nesse artigo, é proposto um detalhado modelo numérico de lajes mistas biapoiadas no qual foi utilizado uma estratégia de modelagem mais simples para representar o comportamento não linear da interface aço-concreto. As não linearidades físicas e geométricas foram consideradas na modelagem. O modelo numérico foi calibrado e verificado com base em resultados experimentais e demonstrou ser capaz de reproduzir com precisão o comportamento global e local verificado experimentalmente. O modelo numérico validado foi utilizado para conduzir um estudo paramétrico no qual foram investigados a influência de diferentes parâmetros (incluindo a resistência do concreto, comprimento do vão de cisalhamento, espessura da fôrma e altura da capa de concreto) no comportamento estrutural (rigidez inicial, carga de início de deslizamento relativo, ductilidade ao cisalhamento longitudinal e a capacidade de carga) das lajes mistas.

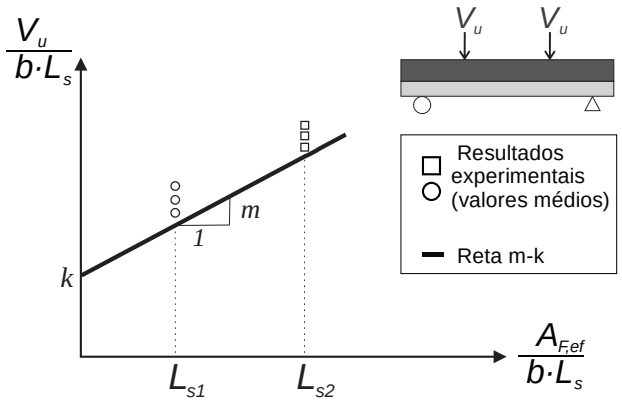
2 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO LONGITUDINAL

O método da interação parcial e o método m-k são os métodos apresentado nas normas de dimensionamento para avaliação da resistência ao cisalhamento longitudinal em lajes mistas biapoiadas. Eles serão descritos nos itens seguintes.

2.1 Método m-k

No método m-k ilustrado na Figura 1, os resultados experimentais obtidos a partir do ensaio de flexão a 4 pontos são utilizados para obtenção das constante *m* e *k* na reta m-k. A reta indicada na Figura 1 corresponde a obtida a partir de resultados médios.

Figura 1 – Método m-k.



2.2 Método da interação parcial

O método da interação parcial avalia a capacidade à flexão das lajes mistas a partir da análise plástica da seção, sendo válido apenas em lajes mistas com comportamento dúctil. No método é traçado o gráfico que relaciona o momento resistente com o grau de conexão da laje η (equação 1), o gráfico está ilustrado na Figura 2. Na equação (1), N_c corresponde a força de compressão no concreto relacionada ao momento resistente experimental e N_{cf} a força de compressão no concreto relacionada ao grau de interação igual a 1. N_c é relacionado ao momento experimental M_e através das equações (2) a (4). A tensão longitudinal média τ na interface aço-concreto é dada pela equação (5).

$$\eta = \frac{N_c}{N_{cf}} \quad (1)$$

$$M_e = N_c \cdot z + M_{pr} \quad (2)$$

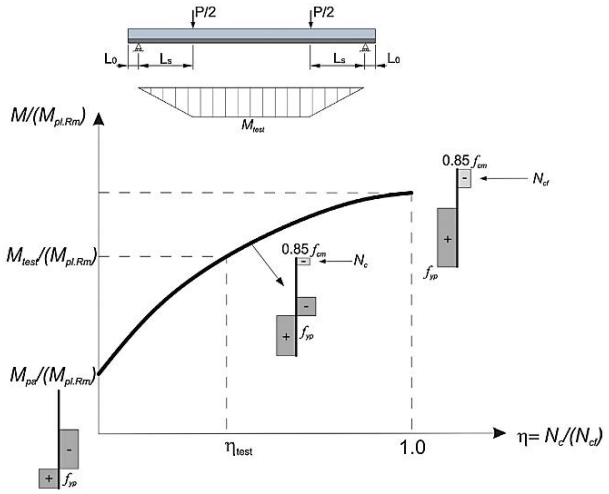
$$z = h - 0.5 \cdot d_f - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_c}{A_p \cdot f_{yp}} \quad (3)$$

$$M_{pr} = 1.25 \cdot M_{pa} (1 - \frac{N_c}{A_p \cdot f_{yp}}) \quad (4)$$

$$\tau = \frac{N_c}{b \cdot (L_s + L_o)} \quad (5)$$

onde M_{pr} é o momento plástico resistente, d_f é a altura útil dada pela distância entre o topo da laje ao centro plástico da fôrma (e_p), e é a posição do centro de gravidade da fôrma; Mpa é o momento plástico da fôrma; L_s é o comprimento do vão de cisalhamento; L_o é o comprimento após o apoio igual a 100 mm; b é a largura do protótipo.

Figura 2 – Método da interação parcial. Fonte: Ríos et al. (8)



3 RESULTADO EXPERIMENTAL

Os resultados experimentais do ensaio de flexão a quatro pontos de lajes mistas sem armadura adicional obtidos por Grossi (10) foram utilizados na calibração e validação do modelo numérico proposto nesse trabalho. Os ensaios seguiram as recomendações apontadas no EUROCODE 4 (11). Os protótipos foram ensaiados na condição biapoiada. A configuração do ensaio pode ser vista na Figura 3.

Figura 3 – Ensaio de flexão a quatro pontos. Fonte: Grossi (10).

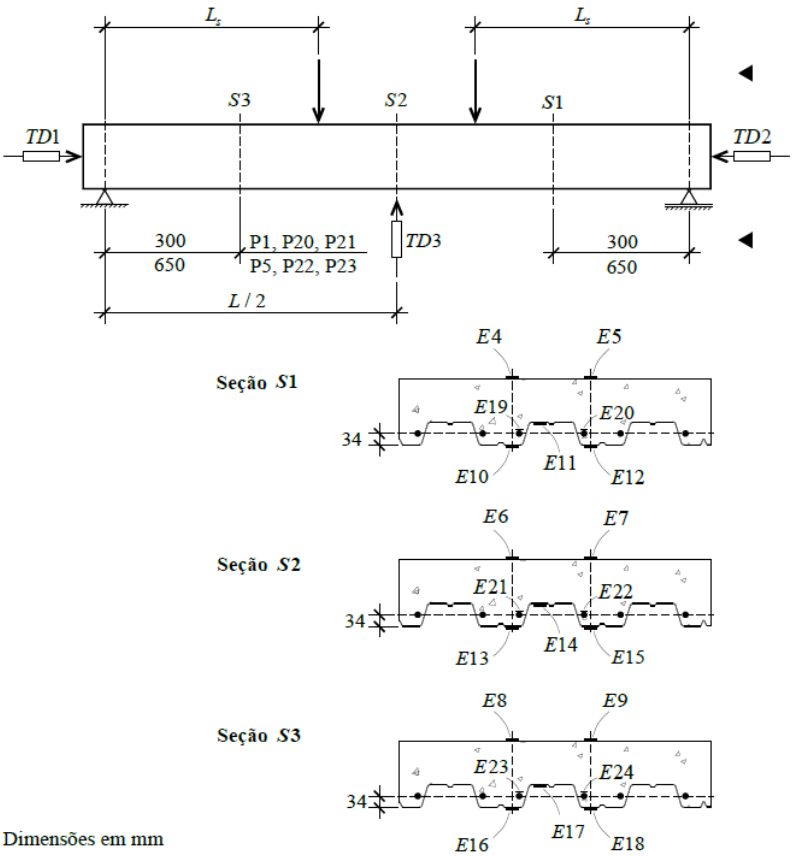
A geometria, as dimensões e a nomenclatura dos protótipos utilizados na validação do modelo numérico estão mostradas na Tabela 1 e na Figura 4. Os protótipos podem ser

divididos em dois em grupos em função da esbeltez da laje (relação L_s/d_f). Os protótipos do lote A possuem h=120 mm, L_i=1800 mm e L_s=450 mm e do lote B, h=180 mm, L_i=3600 mm e L_s=900 mm, em que h corresponde à altura da laje, L_i ao comprimento do vão interno e L_s ao vão de cisalhamento. Na nomenclatura indicada na Tabela 1, a designação xxx/xxx refere-se à altura da laje h e ao comprimento do vão de cisalhamento L_s, respectivamente.

Tabela 1 – Nomenclatura, dimensão e os resultados de carga última experimental.

Protótipos	b (mm)	h (mm)	d_f (mm)	$\frac{L_s}{d_f}$	L_i (mm)	L_t (mm)	L_s (mm)	P_u (kN)
P1-120/450	920							46,6
P2-120/450	925	120	87,5	5,1	1800	2000	450	47,7
P3-120/450	930							47,4
P4-180/900	925							28,8
P5-180/900	930	180	147,5	6,1	3600	3800	900	32,6
P6-180/900	930							27,8
P7-180/900	930							28,1

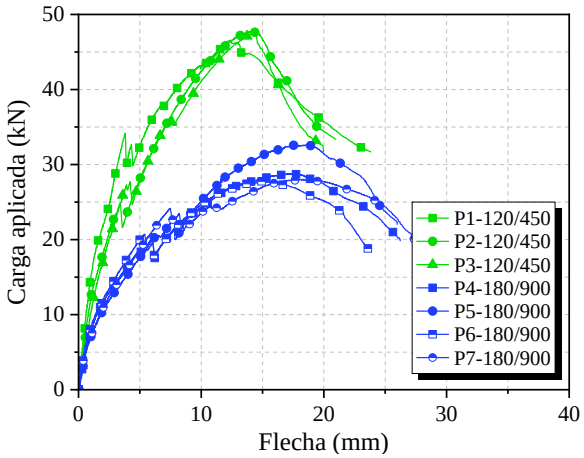
Figura 4 – Instrumentação dos protótipos. Fonte: Grossi (10).



Em todos os protótipos foi utilizado a fôrma de aço zincada MD65, fornecida pela empresa Modular, com espessura nominal de 0,8 mm. Os protótipos foram concretados em uma única etapa. As propriedades mecânicas da fôrma e do concreto foram determinadas experimentalmente e são apresentadas no item 4 na descrição dos valores adotados nos modelos numéricos. A flecha no meio do vão e o deslizamento relativo entre o concreto e a fôrma foram medidos através de LVDTs (transdutor linear de deslocamento) posicionados conforme indicado na Figura 4. As deformações na fôrma e no concreto foram medidas a partir de extensômetros elétricos posicionados nas três seções (S1/S2/S3) indicadas na Figura 4 cuja disposição na seção transversal da laje está mostrada na Figura 4. As leituras de flecha e de deslizamento relativo foram obtidas para todos os protótipos, enquanto as leituras de deformação foram registradas apenas nos protótipos P1-120/450 e P4-180/900.

O comportamento global (carga aplicada versus flecha), o comportamento local (carga aplicada versus deformação na fôrma e no concreto) e o modo falha apresentado pelos protótipos experimentais foram utilizados na validação do modelo numérico e são mostrados detalhadamente na seção 4. Na Figura 5 é mostrada as curvas carga aplicada versus flecha. Pode ser visto que a esbeltez afeta na capacidade de resistente apresentadas pelas lajes mistas, sendo a capacidade resistente maior nas lajes com maior esbeltez.

Figura 5 – Curvas experimentais carga aplicada versus flecha no meio do vão.



4 MODELO NUMÉRICO E VERIFICAÇÃO

4.1 Geometria e condições de contorno

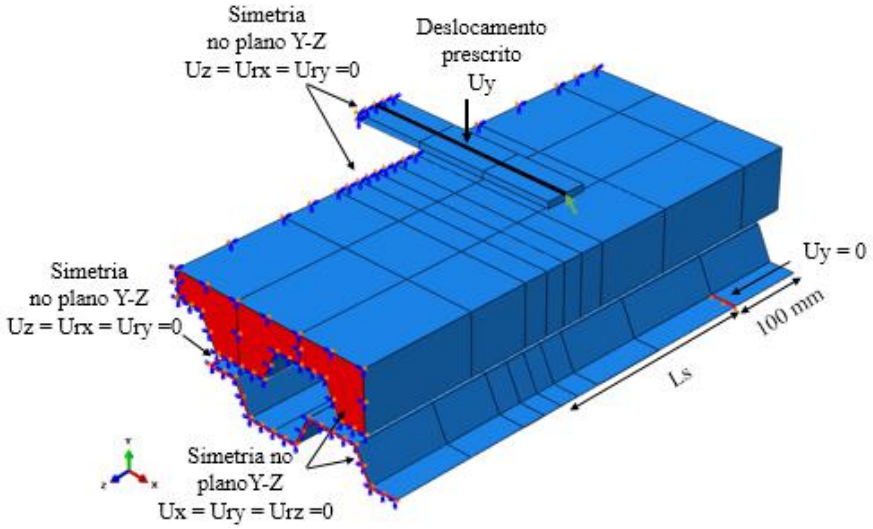
A estratégia de modelagem apresentada em sequência foi utilizada no desenvolvimento de dois modelos numéricos de lajes mistas, relativos aos protótipos com menor e maior vão de cisalhamento. As dimensões dos modelos numéricos foram as mesmas dos protótipos experimentais e estão indicadas na Tabela 1. Inicialmente, foram modeladas apenas a fôrma metálica e a capa de concreto, sendo o carregamento aplicado diretamente sobre a laje de concreto. Porém a forma utilizada para aplicação do carregamento acarretou em concentração de tensões nos pontos de aplicação de carga, resultando em problemas de convergência nos modelos numéricos. Isso foi solucionado modelando-se uma chapa de aço na posição dos pontos de aplicação de carga e aplicando sobre ela o carregamento (como mostra

a seta em verde na Figura 6). Desse modo, o carregamento se distribuiu em uma maior área de contato e evitou a concentração de tensões. A chapa possui dimensões de (80 x 10 x 430 mm). A chapa de aço para aplicação do carregamento, a fôrma metálica e a capa de concreto foram criadas como partes separadas e depois conectadas por meio de algoritmos de contato.

Devido as simetrias longitudinal e transversal dos protótipos e do esquema de carregamento do ensaio de flexão foi modelado apenas ¼ das lajes conforme mostra a Figura 6. A consideração de dupla simetria em modelos numéricos possibilita redução no custo computacional e no tempo de processamento dos modelos e já foi utilizada por outros autores (1,4–6). As condições de contorno adotadas nos modelos numéricos são mostradas na Figura 6. A simetria longitudinal Ux=0 e Ury=Urz=0 (direção Y-Z) foi imposta na capa de concreto, na fôrma e na chapa de carregamento. A simetria transversal Uz=0, Urx=Ury=0 (direção Y-X) na seção no meio do vão foi aplicada na capa de concreto e na fôrma. A simetria transversal atua como um engaste móvel onde o elemento pode ser deslocar livremente na direção y.

Para simular o apoio móvel, na parte inferior da fôrma, foi aplicado uma restrição ao deslocamento em Y na posição dos aparelhos dos apoios. A restrição foi aplicada diretamente na fôrma de aço ao longo de uma linha na onda baixa fôrma distante 100 mm da extremidade dos modelos como mostra a Figura 6. Como as tensões na região do apoio se mostraram menores que a tensão de escoamento da fôrma metálica, não foi necessário modelar a chapa de apoio.

Figura 6 – Condição de contorno.



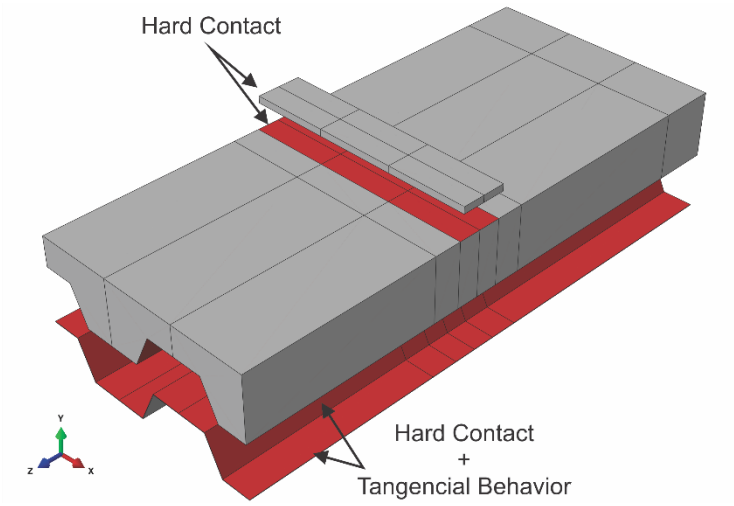
4.2 Malha

A capa de concreto, a chapa de aplicação de carga e a fôrma foram discretizada com elementos finitos do tipo sólido. Na capa de concreto e na chapa de aplicação de carga foi utilizado o elemento finito C3D8R que é um elemento sólido com 3 graus de liberdade (deslocamentos) por nó com integração reduzida. Na fôrma foi utilizado o elemento finito C3D8I. As dimensões dos elementos finitos foram definidas a partir do teste de malha, no qual procurou-se a melhor relação entre o tempo de processamento e a precisão dos resultados numéricos. A ilustração da malha utilizada em cada parte está mostrada na Figura 7.

4.3 Interação entre os elementos

A interação entre as partes foi feita utilizando o módulo *Interaction* através do método de discretização do tipo *surface-to-surface* disponível no ABAQUS. A ligação entre a chapa de aplicação de carga e a capa de concreto foi considerada apenas na direção Y (normal) através da propriedade de contato *Normal Behavior* do tipo *Hard Contact* com separação. A ligação entre a capa de concreto e a fôrma foi representada atribuindo-se o comportamento normal e tangencial da ligação. Para simular o comportamento normal foi utilizada a propriedade de contato *Normal Behavior* do tipo *Hard Contact* sem separação. O comportamento tangencial foi representado através da propriedade de contato *Tangencial Behavior* com coeficiente de atrito de 0,6. A interação entre as partes e as propriedades de contato utilizadas nos modelos numéricos estão mostradas na Figura 7.

Figura 7 – Interação entre as partes dos modelos numéricos.



4.4 Lei constitutiva

4.4.1 Concreto

O comportamento não-linear do concreto foi representado através do modelo de dano plástico *Concrete Damage Plasticity* disponível no software ABAQUS. Esse modelo foi proposto inicialmente por Lubliner et al (12) e posteriormente modificado por Lee e Fenves (13) tornando-o capaz de simular a variação da resistência do concreto em função do dano gerado pelos esforços de tração e compressão. O *Concrete Damage Plasticity* é capaz de capturar a fissuração e o esmagamento do concreto a partir da consideração da degradação da rigidez (dano) do material e do surgimento de deformações plásticas (14).

Para tal, é necessário fornecer parâmetros para ajuste da superfície de escoamento e as curvas tensão *versus* deformação na tração (f_t x ε) e na compressão do concreto (σ x ε). Outros trabalhos também utilizaram o *Concrete Damage Plasticity* para representar o comportamento do concreto em lajes mistas (4–8). Os parâmetros de ajuste da superfície de escoamento são: a excentricidade da superfície de escoamento (e), o ângulo de dilatância (ψ), a razão entre a tensão biaxial e uniaxial na compressão (f_{b0}/f_{c0}), o parâmetro que define a forma da superfície de escoamento no plano desviador (k_c), e o parâmetro de regularização

visco-plástico (μ) . Os valores atribuídos aos parâmetros conforme recomendado por Kmiecik e Kaminski (15) foram: e = 0,1; ψ = 36°; f_{b0}/f_{c0} = 1,16; k_c = 0,667 e $\mu = 10^{-4}$.

O comportamento do concreto na compressão foi representado pelo modelo proposto por Carreira e Chu (16) expresso na equação (6). Na curva σ x ε foi assumido relação linear entre a tensão e deformação até a tensão correspondente a 30% da resistência última média do concreto (f_{cm}). O Módulo de elasticidade do concreto é de 18157,6 MPa. Na equação (6) ε_0 é a deformação relativa a f_{cm} tomada como ε_0 = 0,00218 e γ um parâmetro que controla a forma do diagrama tensão *versus* deformação dado por $\gamma = (f_{cm}/32{,}4)^3 + 1{,}55$. A deformação última correspondente ao esmagamento do concreto (ε_{cu}) é igual a 0,0031. Para deformações de compressão superiores ao valor de ε_{cu} o concreto não suporta mais qualquer tensão de compressão.

$$\sigma_c = \frac{f_{cm} \cdot \gamma \cdot (\varepsilon / \varepsilon_0)}{\gamma - 1 + (\varepsilon / \varepsilon_0)^{\gamma}} \quad (6)$$

Com relação ao comportamento do concreto na tração, foi admitido que para tensões inferiores a capacidade resistente à tração do material, não há formação de fissuras no material e, portanto, a relação entre tensão e deformação é linear. Após o início da fissuração, tem-se o início da degradação da capacidade resistente do material e o surgimento de deformações plásticas. O comportamento após a fissuração foi descrito através do modelo proposto por Hordijk (17) dado pela equação (7). O modelo é baseado na teoria de fissuras distribuídas e expressa a relação entre a tensão no concreto e o comprimento da abertura da fissura. Na equação (7) w corresponde a abertura da fissura, c1 = 3, c_2 = 6,93, w_c a abertura máxima da fissura, sendo dada por $w_c = 5{,}14 * (G_f / f_t)$ em que G_f é a energia de fratura tomada no modelo numérico como 124 N/m (18). Da relação tensão versus abertura de fissura pode-se obter a relação tensão versus deformação dividindo-se a abertura da fissura pelo comprimento característico do elemento (l_c). O comprimento característico em modelos tridimensionais é dado pela equação (8) em que V corresponde ao volume do elemento finito utilizado na malha.

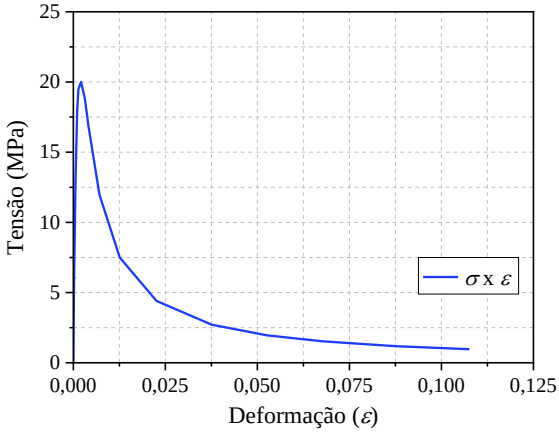
As curvas tensão *versus* deformação na compressão e na tração utilizadas no modelo numérico estão mostradas na

.

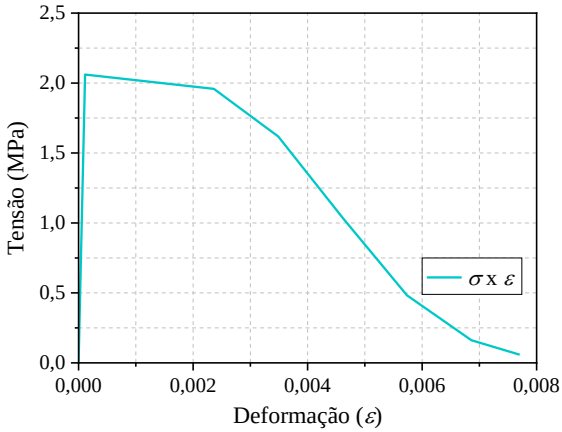
$$\frac{\sigma}{ft} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp(-c_2 \frac{w}{w_c}) - \frac{w}{w_c}\left(1 + c_1^3\right)\exp(-c_2) \quad (7)$$

$$l_c = \sqrt[3]{V} \quad (8)$$

Figura 8 – Curva tensão versus deformação: a) na compressão e b) na tração.



a)



b)

4.4.2 Fôrma e chapas de carregamento

A fôrma foi simulada como um material elastoplástico perfeito com módulo de elasticidade de 200 GPa e tensão de escoamento de 367 MPa. O critério de *Von Mises* foi utilizado para tratar a plasticidade. A chapa de carregamento foi admitida com comportamento elástico-linear com módulo de elasticidade de 200 GPa.

4.5 Carregamento e procedimento de análise

O carregamento foi aplicado como deslocamento prescrito imposto ao longo da linha central da chapa de carregamento (Figura 6) e, assim, todos os pontos ao dessa linha estavam sujeitos ao mesmo deslocamento vertical Uy. O modo de aplicação da carga permitiu que chapa rotacionasse em torno da linha central e com isso acompanhasse a rotação da capa de concreto. O deslocamento total imposto foi de 40 mm. Ele foi aplicado utilizando a função de amplitude *Smooth Step* com distribuição uniforme disponível no módulo *Constrains* no ABAQUS. O algoritmo para aplicação do carregamento foi o *Static General* (carregamento estático) que utilizado o método de *Newton Raphson* para solução das equações não lineares.

Testes iniciais mostraram que a rigidez no trecho inicial da curva carga aplicada versus flecha estimada pelos modelos numéricos era mais rígida do que os resultados experimentais. Isso possivelmente está relacionada a redução da capacidade resiste da interface aço-concreto nos protótipos experimentais antes da etapa de carregamento. Problemas na concretagem, no procedimento para retirada das fôrmas de madeira usadas na concretagem, no deslocamento das lajes pelo laboratório para instrumentação e montagem do ensaio ou, ainda, a etapa de escorvamento que precede o carregamento até a carga última, podem ter contribuído para redução da capacidade resistente da interface. Em geral esses efeitos não são considerados na simulação numérica.

Nos modelos numéricos, a redução da rigidez no trecho inicial foi obtida através do escorvamento dos modelos na simulação numérica. Desse modo, o carregamento dos modelos numéricos foi feito em duas etapas. Inicialmente, os modelos numéricos foram carregados até 7 kN e descarregados em seguida. Após o descarregamento, os modelos numéricos foram novamente carregados até a carga última. Na primeira etapa, o carregamento foi aplicado como uma força distribuída em toda extensão da chapa de carregamento. Na segunda etapa, o carregamento foi aplicado na forma de deslocamento prescrito (40 mm) ao longo da linha central da chapa. A função de amplitude *Smooth Step* foi utilizada nas duas etapas. As não

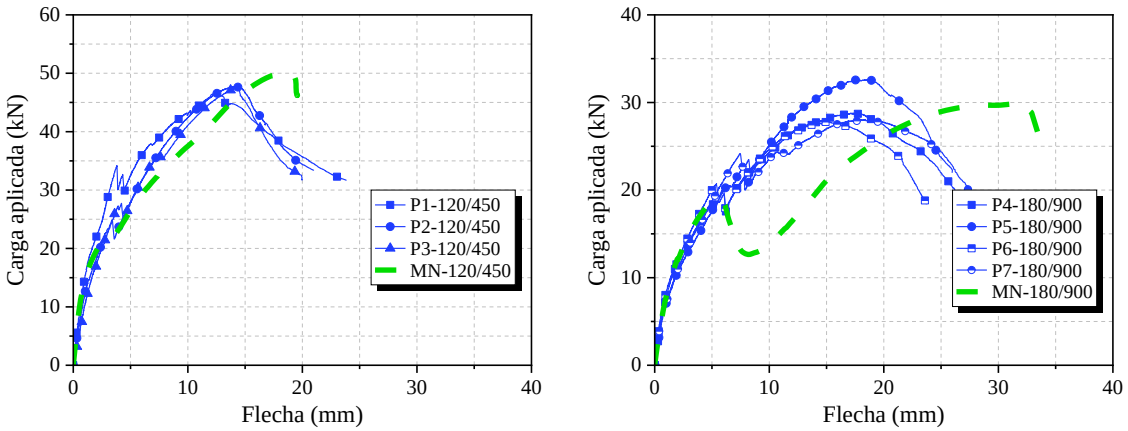
linearidades geométricas e físicas, incluindo a fissuração do concreto e o escoamento da fôrma, e a não linearidade de contato, entre as partes do modelo numérico, foram consideradas.

4.6 Validação do modelo numérico

As curvas carga versus flecha e força versus deformação na fôrma e no concreto previstas pelos modelos numéricos foram comparadas aos resultados experimentais. Assim como nos protótipos experimentais o modo de falha nos modelos numéricos ocorreu por cisalhamento longitudinal. As curvas carga aplicada versus flecha experimentais e numéricas para os dois vãos de cisalhamento ensaiados (450 mm e 900 mm) estão plotadas na

Figura **9**. Elas demonstram que os modelos numéricos foram capazes reproduzir o comportamento global apresentado pelos protótipos experimentais, em especial no que se refere à rigidez inicial, à carga última e ao modo de falha.

Figura 9 – Curva carga versus flecha experimentais e numéricas.



A perda de rigidez do sistema devido a mudança do regime de interação de total para o regime de parcial foi reproduzida pelos modelos numéricos, resultando na queda brusca nas curvas carga aplicada versus flecha (

Figura **9**). Quando comparado aos resultados experimentais, nota-se que a perda de rigidez foi mais evidente nos modelos numéricos. Isso pode ser atribuído à distribuição das fissuras no concreto na região próxima aos pontos de aplicação de carga. Enquanto nos protótipos experimentais as fissuras são geralmente distribuídas na região do apoio devido a heterogeneidade do material, nos modelos numéricos, o material é tratado como heterogêneo e com isso as fissuras ficam concentradas resultando em maior perda localizada de rigidez. Isso poderia ser resolvido com o maior refinamento da malha nessa região, resultando, no entanto, em maior custo computacional. Na Após a quebra da aderência inicial, os protótipos voltaram a suportar acréscimos de carga devido ao atrito até atingir a carga última. Isso também foi reproduzido pelos modelos numéricos como mostra a

Figura **9**. Os resultados numéricos e experimentais da rigidez inicial, da carga relativa ao deslizamento de 0,1mm e da carga última são comparados na Tabela 2. Observa-se a boa

correlação entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação a rigidez do trecho inicial e a carga última. A maior diferença percentual entre os resultados experimentais e numéricos foram de 7% para a rigidez inicial (k_e e k_n), 10,0% para a carga de início de deslizamento ($P_{0,1e}$ e $P_{0,1n}$) e 6% para a carga última (P_e e P_n). A maior diferença está relacionada a carga de início de deslizamento, o que era esperado devido à complexidade dos fenômenos envolvidos na mudança do regime de interação.

Tabela 2 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Protótipos	k_i (kN/mm)			P_i (kN)			P_n (kN)			τ_i (MPa)		
	k_e	k_n	$\frac{k_e}{k_n}$	$P_{0,1e}$	$P_{0,1n}$	$\frac{P_{0,1e}}{P_{0,1n}}$	P_e	P_n	$\frac{P_e}{P_n}$	τ_e	τ_n	$\frac{\tau_e}{\tau_n}$
MN-120/450	12,3	12,9	0,96	28,3	25,3	1,09	47,2	50,2	0,94	0,075	0,078	0,95
MN-180/900	5,90	5,50	1,07	21,4	19,5	1,10	29,3	28,0	1,05			

Figura 10 é mostrado a distribuição das fissuras no protótipo P3-120/450 (Após a quebra da aderência inicial, os protótipos voltaram a suportar acréscimos de carga devido ao atrito até atingir a carga última. Isso também foi reproduzido pelos modelos numéricos como mostra a

Figura **9**. Os resultados numéricos e experimentais da rigidez inicial, da carga relativa ao deslizamento de 0,1mm e da carga última são comparados na Tabela 2. Observa-se a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação a rigidez do trecho inicial e a carga última. A maior diferença percentual entre os resultados experimentais e numéricos foram de 7% para a rigidez inicial (k_e e k_n), 10,0% para a carga de início de deslizamento ($P_{0,1e}$ e $P_{0,1n}$) e 6% para a carga última (P_e e P_n). A maior diferença está relacionada a carga de início de deslizamento, o que era esperado devido à complexidade dos fenômenos envolvidos na mudança do regime de interação.

Tabela 2 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Protótipos	k_i (kN/mm)			P_i (kN)			P_n (kN)			τ_i (MPa)		
	k_e	k_n	$\frac{k_e}{k_n}$	$P_{0,1e}$	$P_{0,1n}$	$\frac{P_{0,1e}}{P_{0,1n}}$	P_e	P_n	$\frac{P_e}{P_n}$	τ_e	τ_n	$\frac{\tau_e}{\tau_n}$
MN-120/450	12,3	12,9	0,96	28,3	25,3	1,09	47,2	50,2	0,94	0,075	0,078	0,95
MN-180/900	5,90	5,50	1,07	21,4	19,5	1,10	29,3	28,0	1,05			

Figura 10a) e a das deformações plásticas no modelo PN-120/450 (Após a quebra da aderência inicial, os protótipos voltaram a suportar acréscimos de carga devido ao atrito até atingir a carga última. Isso também foi reproduzido pelos modelos numéricos como mostra a

Figura **9**. Os resultados numéricos e experimentais da rigidez inicial, da carga relativa ao deslizamento de 0,1mm e da carga última são comparados na Tabela 2. Observa-se a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação a rigidez do trecho inicial e a carga última. A maior diferença percentual entre os resultados experimentais e numéricos foram de 7% para a rigidez inicial (k_e e k_n), 10,0% para a carga de início de deslizamento ($P_{0,1e}$ e $P_{0,1n}$) e 6% para a carga última (P_e e P_n). A maior diferença está

relacionada a carga de início de deslizamento, o que era esperado devido à complexidade dos fenômenos envolvidos na mudança do regime de interação.

Tabela 2 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Protótipos	k_i (kN/mm)			P_i (kN)			P_n (kN)			τ_i (MPa)		
	k_e	k_n	$\frac{k_e}{k_n}$	$P_{0,1e}$	$P_{0,1n}$	$\frac{P_{0,1e}}{P_{0,1n}}$	P_e	P_n	$\frac{P_e}{P_n}$	τ_e	τ_n	$\frac{\tau_e}{\tau_n}$
MN-120/450	12,3	12,9	0,96	28,3	25,3	1,09	47,2	50,2	0,94	0,075	0,078	0,95
MN-180/900	5,90	5,50	1,07	21,4	19,5	1,10	29,3	28,0	1,05			

Figura 10b) na região de aplicação do carregamento na carga de início do deslizamento relativo.

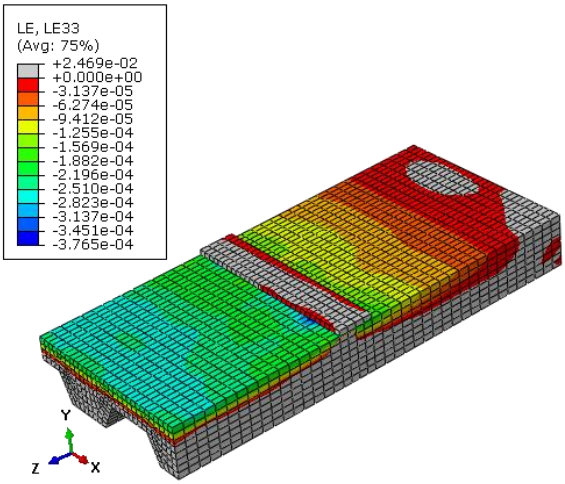
Após a quebra da aderência inicial, os protótipos voltaram a suportar acréscimos de carga devido ao atrito até atingir a carga última. Isso também foi reproduzido pelos modelos numéricos como mostra a

Figura **9**. Os resultados numéricos e experimentais da rigidez inicial, da carga relativa ao deslizamento de 0,1mm e da carga última são comparados na Tabela 2. Observa-se a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação a rigidez do trecho inicial e a carga última. A maior diferença percentual entre os resultados experimentais e numéricos foram de 7% para a rigidez inicial (k_e e k_n), 10,0% para a carga de início de deslizamento ($P_{0,1e}$ e $P_{0,1n}$) e 6% para a carga última (P_e e P_n). A maior diferença está relacionada a carga de início de deslizamento, o que era esperado devido à complexidade dos fenômenos envolvidos na mudança do regime de interação.

Tabela 2 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

Protótipos	k_i (kN/mm)			P_i (kN)			P_n (kN)			τ_i (MPa)		
	k_e	k_n	$\frac{k_e}{k_n}$	$P_{0,1e}$	$P_{0,1n}$	$\frac{P_{0,1e}}{P_{0,1n}}$	P_e	P_n	$\frac{P_e}{P_n}$	τ_e	τ_n	$\frac{\tau_e}{\tau_n}$
MN-120/450	12,3	12,9	0,96	28,3	25,3	1,09	47,2	50,2	0,94	0,075	0,078	0,95
MN-180/900	5,90	5,50	1,07	21,4	19,5	1,10	29,3	28,0	1,05			

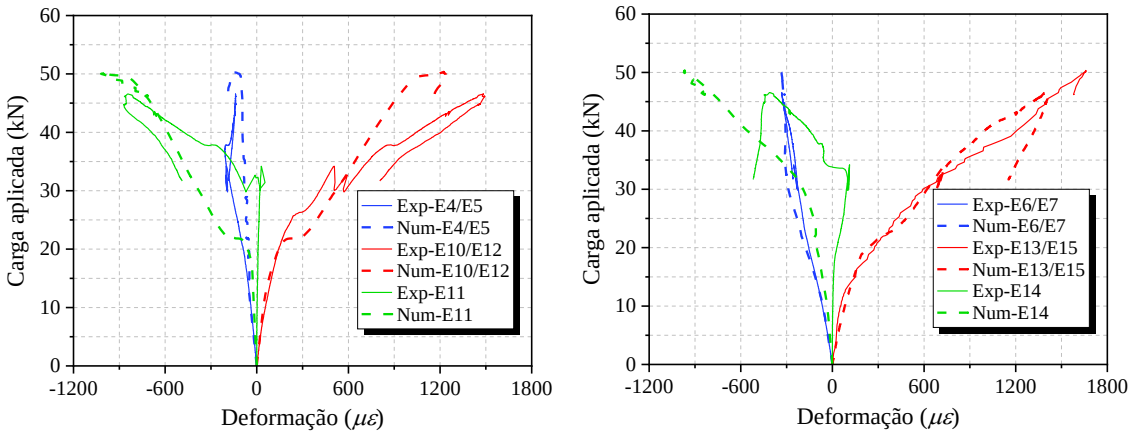
Figura 10 – Fissuração na região de aplicação de carga na carga de início de deslizamento.



a) b)

As deformações na fôrma metálica (onda alta e onda baixa) e na capa de concreto do protótipo P1-120/450 e do modelo numérico PN-120/450 são mostradas na Figura 11. As deformações foram obtidas nas seções S1 e S2 indicadas na Figura 4. Em ambas as seções, o comportamento das deformações na fôrma e no concreto do modelo numérico foi similar ao das deformações do protótipo experimental. Até a carga de início de deslizamento relativo, as deformações de tração na forma de aço na seção S1 e S2 variaram linearmente com a força aplicada. Após a ruptura da aderência inicial, as deformações na fôrma assumiram comportamento não linear e evoluíram rapidamente com o aumento do carregamento. Tanto nos protótipos experimentais quanto nos modelos numéricos, as deformações de tração na fôrma e no concreto foram maiores na seção S2 do que na seção S1.

Figura 11 – Deformações na fôrma e no concreto nas seções: a) S1 e b) S2.

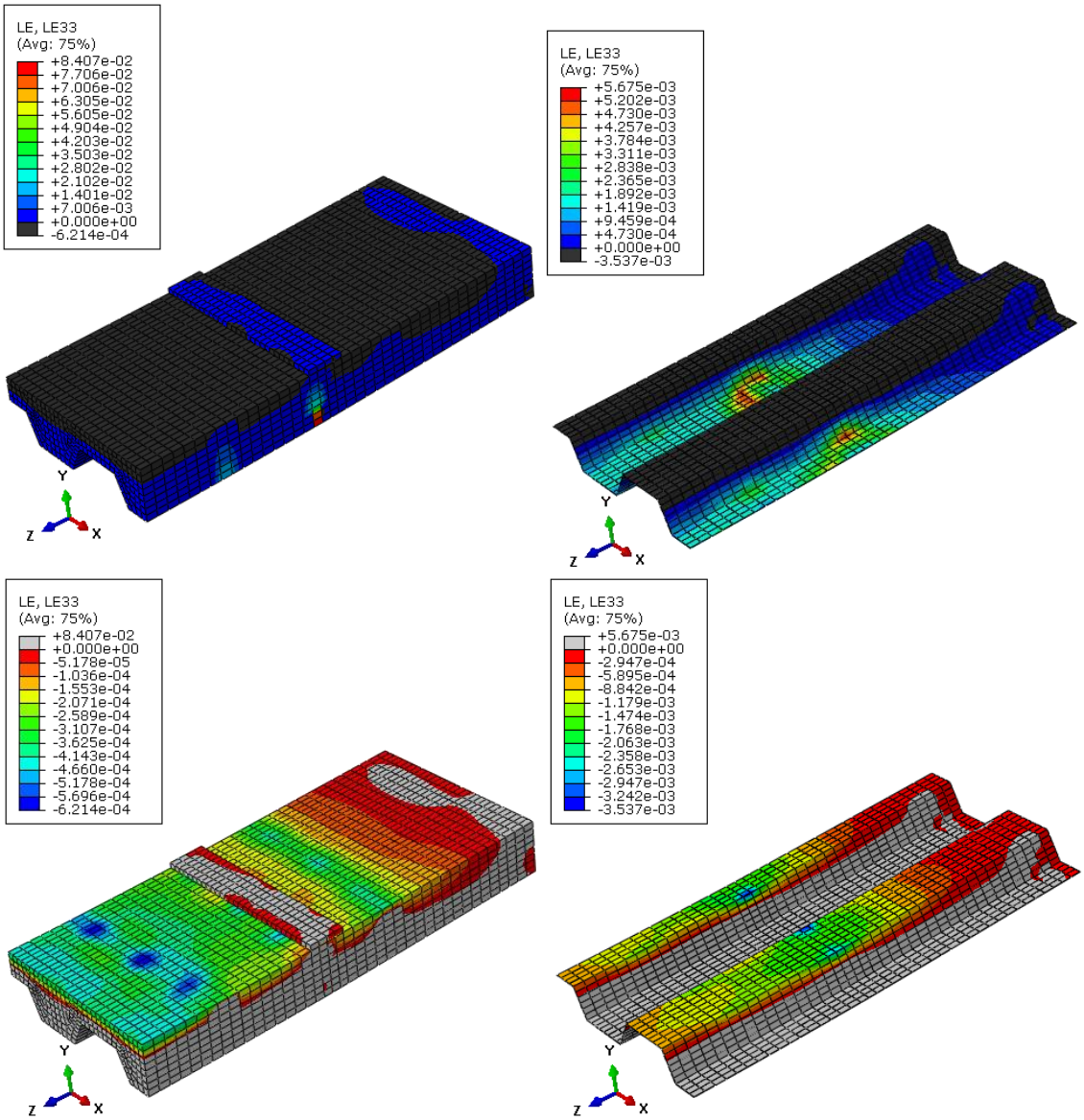


a) b)

Na Figura 12 é mostrada a distribuição das deformações no concreto (Figura 12a) e na fôrma (Figura 12b) na direção 33 (LE33) prevista pelo modelo numérico MN-120/450 na carga de pico. A área em preto corresponde a regiões nas quais as deformações são de compressão,

as demais regiões apresentam deformações de tração. A onda alta da fôrma e a parte superior da laje de concreto apresentaram deformações de compressão, já a onda baixa da forma e a parte inferior da capa apresentaram deformações de tração. Isso está relacionado a existência de duas linhas neutras na seção transversal, uma na capa de concreto e outra na fôrma, cujo comportamento é típico em lajes mistas em regime de interação parcial.

Figura 12 – Distribuição das deformações na direção z na fôrma e no concreto.



a) b)

As maiores deformações de compressão no concreto ocorreram na região de momento constante e foram menores que a deformação de compressão uniaxial do concreto ε_c= 2,18‰.

A faixa de concreto comprimido na seção transversal abaixo dos pontos de aplicação de carga é praticamente nula (Figura 12) indicando a propagação de fissuras até a face superior da laje, semelhante ao verificado no ensaio experimental (Após a quebra da aderência inicial, os protótipos voltaram a suportar acréscimos de carga devido ao atrito até atingir a carga última. Isso também foi reproduzido pelos modelos numéricos como mostra a

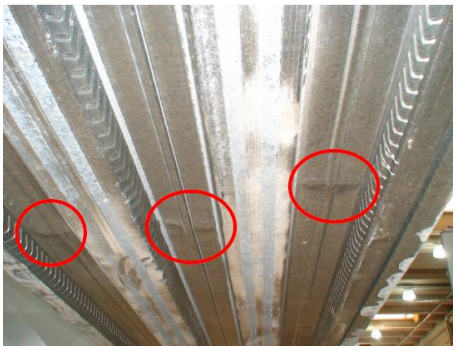
Figura **9**. Os resultados numéricos e experimentais da rigidez inicial, da carga relativa ao deslizamento de 0,1mm e da carga última são comparados na Tabela 2. Observa-se a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais, principalmente em relação a rigidez do trecho inicial e a carga última. A maior diferença percentual entre os resultados experimentais e numéricos foram de 7% para a rigidez inicial (k_e e k_n), 10,0% para a carga de início de deslizamento ($P_{0,1e}$ e $P_{0,1n}$) e 6% para a carga última (P_e e P_n). A maior diferença está relacionada a carga de início de deslizamento, o que era esperado devido à complexidade dos fenômenos envolvidos na mudança do regime de interação.

Tabela 2 – Comparação entre resultados experimentais e numéricos

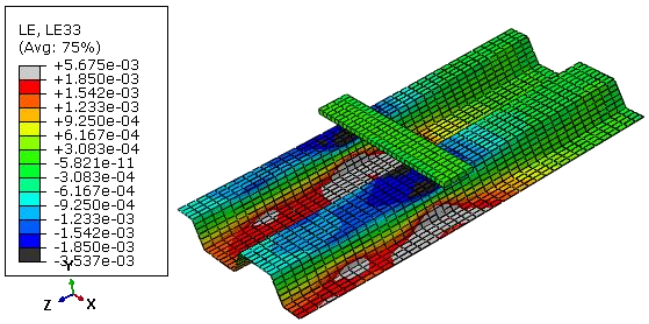
Protótipos	k_i (kN/mm)			P_i (kN)			P_n (kN)			τ_i (MPa)		
	k_e	k_n	$\frac{k_e}{k_n}$	$P_{0,1e}$	$P_{0,1n}$	$\frac{P_{0,1e}}{P_{0,1n}}$	P_e	P_n	$\frac{P_e}{P_n}$	τ_e	τ_n	$\frac{\tau_e}{\tau_n}$
MN-120/450	12,3	12,9	0,96	28,3	25,3	1,09	47,2	50,2	0,94	0,075	0,078	0,95
MN-180/900	5,90	5,50	1,07	21,4	19,5	1,10	29,3	28,0	1,05			

Figura 10). Os protótipos experimentais com vão de cisalhamento de 450 mm apresentaram ondulações na forma de aço na região dos pontos de aplicação de carga, o que indica escoamento localizado da fôrma (Figura 13a). Isso também foi capturado no modelo numérico MN-120/450 como pode ser visto na Figura 13b. Na Figura 13b as áreas em preto e em cinza correspondem a deformações superiores a deformação de escoamento da fôrma ε_{yd}= 1,85‰. Na Figura 14 são comparadas a configuração do protótipo P3-120/450 e do modelo numérico MN-120/450 na carga última. É notável a semelhança entre elas, principalmente, em relação a distribuição das fissuras na capa de concreto.

Figura 13 – Escoamento da fôrma: a) protótipo P1-120/450 (10) e b) modelo numérico MN-120/450.

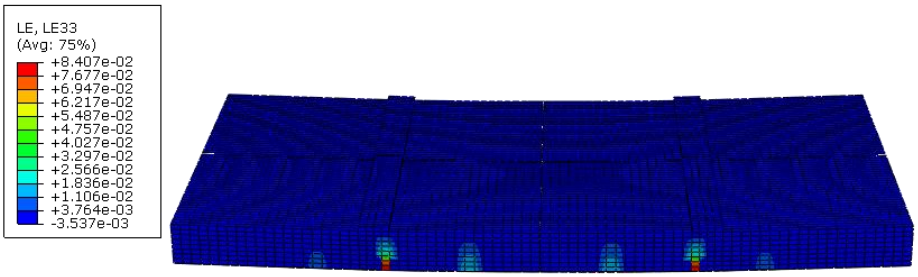


a)



b)

Figura 14 – Ilustração da configuração final do ensaio experimental e prevista pelo modelo numérico.



A tensão cisalhante média nos protótipos experimentais e nos modelos numéricos foi estimada através do método da interação parcial descrito no item 2. As médias dos valores estão mostradas na Tabela 2. Os coeficientes de segurança, as reações de apoio não foram consideradas na obtenção da tensão cisalhante média. O peso próprio dos protótipos e dos instrumentos de aplicação de carga foram considerados no cálculo da tensão cisalhante média e foram tomados igual aos valores experimentais. Os resultados da Tabela 2 demonstram que a tensão cisalhante média estimada a partir dos resultados numéricos conduziu a valores próximos aos obtidos a partir dos protótipos experimentais. A maior diferença entre os valores médios experimental e numérico é de 5%.

Os resultados apresentados nas Figuras 9 a 14 e na Tabela 2 demonstram que os modelos numéricos foram capazes de reproduzir tanto o comportamento global (rigidez do trecho inicial, capacidade máxima e o modo de falha) quanto o comportamento local (evolução das deformações na fôrma e no concreto) apresentados pelos protótipos experimentais. Além disso, a mudança do regime de interação total para parcial foi capturada nos modelos numéricos e assim, a perda de rigidez brusca devido à ruptura da aderência inicial e, o posterior ganho de rigidez proporcionado pelo início da contribuição do atrito mecânico foram observadas nas curvas carga versus flecha prescrita pelos modelos numéricos. O escoamento da fôrma observado nos protótipos com L_s = 450 mm também foi reproduzido pelo modelo numérico.

Desse modo, conclui-se que o modelo numérico proposto foi capaz de representar o complexo comportamento mecânico das lajes mistas biapoiadas, podendo ser utilizado em estudos paramétricos.

5 ESTUDO PARAMÉTRICO

O modelo numérico validado no item 4 será utilizado no estudo paramétrico. Objetivo consiste em avaliar a influência do comprimento do vão de cisalhamento, da altura da laje de concreto, da espessura da fôrma e da resistência do concreto sobre o comportamento

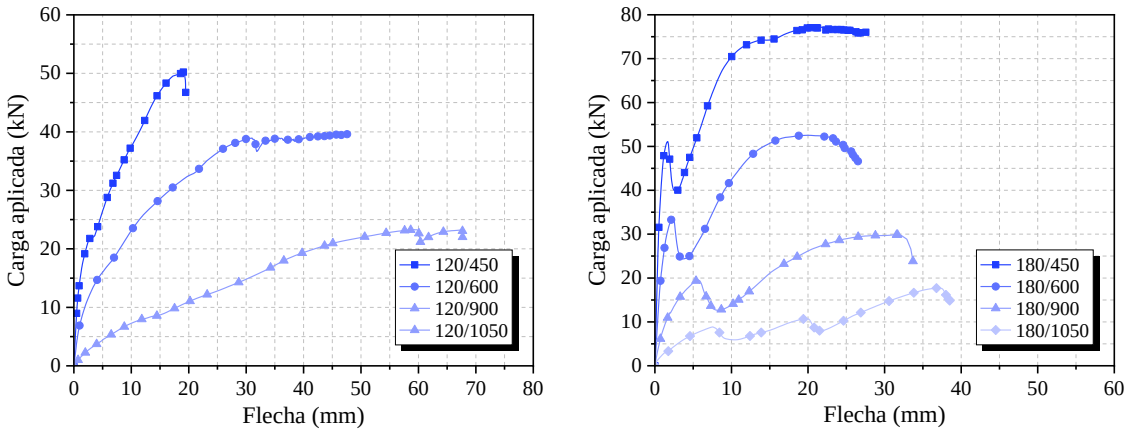
estrutural (rigidez inicial, ductilidade ao cisalhamento longitudinal e carga última) das lajes mistas biapoiadas. Ainda, foi avaliado a influência dos parâmetros sobre a tensão cisalhante média, a qual foi determinada com base no método da interação parcial apresentado no item 2.2. A carga relativa ao peso dos protótipos e dos aparelhos de aplicação de carga foi considerada no cálculo da tensão cisalhante média e foi estimada para cada protótipo como base no peso dos protótipos e dos aparelhos de aplicação de carga utilizados na etapa experimental. A ductilidade analisada corresponde a relação entre a flecha na carga última pela flecha correspondente à carga de início de deslizamento. As curvas carga aplicada versus flecha estimadas pelos modelos numéricos são apresentadas em sequência e serão utilizadas na avaliação do comportamento estrutural das lajes mistas.

5.1 Influência do comprimento do vão de cisalhamento (L_s)

A influência do comprimento do vão de cisalhamento no comportamento estrutural das lajes mistas foi avaliada em lajes mistas com altura de 120 mm e 180 mm. Quatro diferentes comprimentos de vão de cisalhamento foram utilizados, são eles: 450 mm, 600mm, 900mm e 1050 mm. As curvas carga aplicada versus flecha estão plotadas na Figura 15. Os valores da carga última (P_{un}) e da tensão cisalhante média obtida a partir dos resultados numéricos (τ_n) são mostrados na Tabela 3. A carga relativa ao peso do modelo e dos aparelhos de aplicação de carga utilizados na obtenção da tensão cisalhante média também estão mostrados na Tabela 3. O modelo com h= 120 mm e Ls= 1050 mm apresentou problemas de convergência logo após o início do carregamento, ou seja, para um valor pequeno de deslocamento. Isso está atrelado a pequena rigidez do sistema devido à grande esbeltez da laje. Desse modo, um deslocamento pequeno já é suficiente para que ocorra o mecanismo de falha. Para fins de discussão dos resultados, os resultados da laje com essa configuração foram omitidos nesse trabalho.

Para as duas alturas analisadas, os resultados demonstram que a rigidez do trecho inicial, a tensão cisalhante média e a capacidade última diminuem com aumento do comprimento do vão de cisalhamento. Enquanto, a flecha associada à carga última e a ductilidade ao cisalhamento longitudinal aumentam com o aumento do vão do cisalhamento. O comportamento descrito está associado ao aumento da esbeltez da laje (relação Ls/d_f) reduzindo a rigidez do sistema. Outros trabalhos na literatura como o de Abdullah (4,5) mostraram comportamento semelhante.

Figura 15 – Influência do comprimento do vão de cisalhamento (a) lajes com h=120 mm e (b) lajes com h=180 mm.



a) 120 b)180

Tabela 3 – Influência do comprimento do vão de cisalhamento: tensão cisalhante média (τ_n) e carga última (V_u).

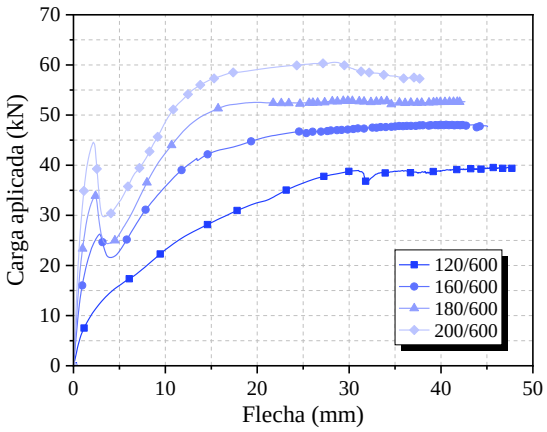
Dados	120				180			
Vão de cisalhamento (L_s)	450	600	900	1050	450	600	900	1050
Peso dos protótipos (kN)	5,2	5,6	7,2	-	7,0	13,1	14,2	18,0
P_{un} (kN)	50,4	39,6	23,3	-	77,3	52,5	30,0	22,5
τ_n (MPa)	0,082	0,083	0,060	-	0,136	0,117	0,084	0,085

5.2 Influência da altura da laje de concreto (*h*)

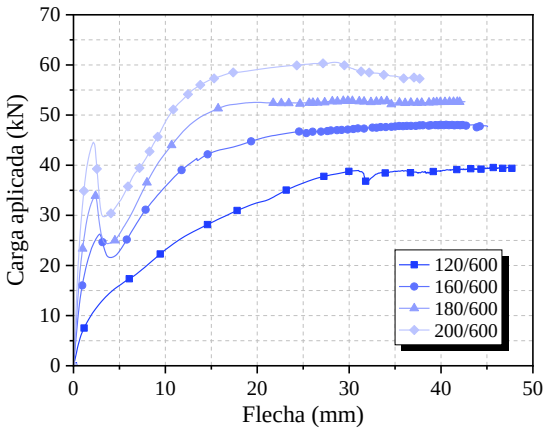
Para avaliação da influência da altura da capa de concreto no comportamento estrutural das lajes mistas, foram consideradas as seguintes alturas: 120 mm, 160 mm, 180 mm e 200 mm. A análise foi conduzida admitindo dois diferentes vãos de cisalhamento 600 mm e 1050 mm. As curvas carga aplicada versus flecha estão plotadas na Figura 16. Na Tabela 4 são apresentados os valores de tensão cisalhante média e carga última obtidos no estudo paramétrico. O peso relativo ao peso próprio dos protótipos e dos aparelhos de aplicação de carga utilizados no cálculo da tensão cisalhante média também estão mostrados na Tabela 4.

Os resultados mostrados na Figura 16 e na Tabela 4 demonstram que nos dois vãos de cisalhamento analisados a rigidez inicial, a tensão cisalhante média, a carga de início do deslizamento relativo e a capacidade resistente última foram maiores nas lajes com maior espessura. No entanto, a flecha relativa à carga última e a ductilidade ao cisalhamento longitudinal foram menores nas lajes com maior espessura. O aumento da tensão cisalhante média está relacionado ao acréscimo no peso da laje de concreto o que resulta em maior força normal de compressão sobre a forma metálica. Já os demais comportamentos, estão associados ao ganho de rigidez do sistema proporcionado pelo aumento da espessura da capa de concreto. Desse modo, é possível concluir que o aumento da espessura da capa de concreto contribui para o maior aproveitamento da capacidade resistente das lajes mistas.

Figura 16 – Influência da altura da capa de concreto (a) lajes com L_s = 600 mm e (b) lajes com L_s = 1050 mm.



a) L_s= 600 mm



b) L_s= 1050 mm

Tabela 4 – Influência da altura da capa de concreto na tensão cisalhante média (τ_n) e na carga última (V_u).

Dados	600				1050			
Altura (*h*)	120	160	180	200	120	160	180	200
Peso dos protótipos (kN)	5,6	10,0	13,1	14,0	-	17,0	18,0	19,5
P_{un} (kN)	39,6	48,1	52,5	60,5	-	17,7	22,5	25,0
τ_n (MPa)	0,083	0,105	0,117	0,131	-	0,072	0,085	0,087

5.3 Influência da espessura da fôrma (*e*)

Na verificação da influência da espessura da fôrma foram consideradas as espessuras nominais de 1,25 mm, 0,95 mm e 0,8 mm, correspondendo respectivamente a áreas de 1452 mm^2, 1092 mm^2 e 912 mm^2. O estudo foi conduzido em lajes mistas com L_s= 900 mm e *h*= 120 mm. Na Figura 17 são mostradas as curvas carga versus flecha obtidas na análise paramétrica. Os valores de tensão cisalhante média e de carga última obtidos numericamente e o peso total devido ao peso próprio dos protótipos e dos aparelhos de aplicação de carga são mostrados na Tabela ***5***.

Destaca-se que a análise realizada nesse item serve apenas como um estudo qualitativo, pois o comportamento da interface aço-concreto pode ser diferente para cada espessura da fôrma. Pois, em função da espessura da fôrma, pode ocorrer possíveis variações na distribuição e profundidade das mossas na etapa de conformação das fôrmas. Desse modo, para uma análise mais próxima da realidade, deve-se adotar nos modelos numéricos as propriedades da interface correspondentes a cada espessura da fôrma. Nesse artigo, para não fugir ao escopo do trabalho, as propriedades da interface foram mantidas constantes no estudo paramétrico. As propriedades mecânicas da fôrma e da interface correspondem as mesmas utilizadas na validação do modelo numérico.

Os resultados apresentados na Figura 17a e na

Tabela ***5*** demonstram que a espessura da fôrma de aço influencia diretamente no comportamento mecânico das lajes mistas. O aumento da espessura da fôrma metálica contribuiu para o aumento da rigidez inicial, da ductilidade ao cisalhamento longitudinal e da capacidade última resistente das lajes mistas. Além disso, a flecha associada a carga última e a carga de início de deslizamento foram maiores nas lajes com fôrma de maior espessura.

O acréscimo na carga última em função do aumento da espessura da fôrma foi em torno de 20,7% para a espessura de 0,95 mm e de 58,4% para a espessura de 1,25 mm. As tensões cisalhantes médias apresentadas na

Tabela ***5*** demonstram que a influência da espessura da fôrma sobre a tensão cisalhante é pouco significativa, desse modo, pode-se concluir que o aumento verificado na carga última está relacionado apenas ao aumento da área da fôrma resultando no aumento da área da armadura de tração. Nas curvas mostradas na Figura 17a, observa-se que a perda de rigidez no sistema devido a mudança do regime de interação foi quase imperceptível nas curvas carga aplicada versus flecha para as lajes com fôrma mais espessa.

Figura 17 – Influência da espessura da fôrma (e).

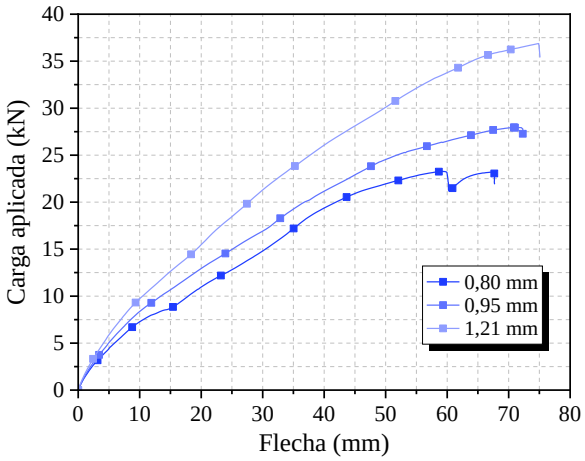


Tabela 5 – Influência da espessura da fôrma na tensão cisalhante média (τ_n) e na carga última (V_u).

Espessura da forma *e* (mm)	0,8	0,95	1,25
Peso dos protótipos (kN)	8,6	8,7	8,7
P_{un} (kN)	23,3	28,0	36,9
τ_n (MPa)	0,068	0,074	0,080

5.4 Influência da resistência do concreto

Para avaliação da influência da resistência do concreto sobre o comportamento estrutural das lajes mistas, foram considerados concretos com resistências médias de 20,0 MPa, 30 MPa e 40 MPa. Os modelos de Carreira e Chu (16) e Hordijk (17) foram utilizados para obtenção das curvas tensão versus deformação do concreto na compressão e na tração, respectivamente. As propriedades mecânicas do concreto foram determinadas com base nos valores recomendados no FIB Mode Code (18). O estudo foi conduzido em lajes mistas com L_s= 900 mm e *h*= 120 mm.

As curvas carga aplicada versus flecha para as diferentes resistências à compressão do concreto estão mostradas na Figura 18. Os valores obtidos de carga última e tensão cisalhante média e o peso dos protótipos e dos aparelhos de aplicação de carga estão apresentados na Tabela 6. Como pode ser visto na Figura 18, a resistência à compressão do concreto tem pouca influência sobre o comportamento mecânico das lajes mistas. Mesmo duplicando-se a

resistência do concreto, nenhuma mudança significativa foi notada na rigidez inicial, capacidade última e ductilidade ao cisalhamento longitudinal das lajes. O comportamento descrito também foi relatado por trabalhos experimentais como os de Daniels e Crisinel (19,20) e Veljkovic (21).

Comparando-se as Figuras Figura 17 e Figura 18, observa-se que a espessura da fôrma exerceu maior influência sobre a capacidade resistente das lajes mistas do que a resistência à compressão do concreto. Isso corrobora com o relatado por Seleim e Schuster (22), em que os autores afirmam que a resistência ao cisalhamento longitudinal nas lajes mistas é governada pela espessura da fôrma metálica e é pouco influenciada pela resistência à compressão do concreto.

Figura 18 – Influência da resistência do concreto (f_{cm}).

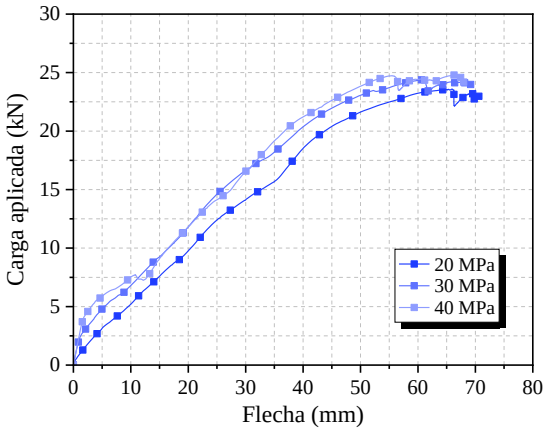


Tabela 6 – Influência da resistência do concreto (f_{cm}) na tensão cisalhante média (τ_n) e na carga última (V_u).

Resistência do concreto (MPa)	20	30	40
Peso dos protótipos (kN)	8,6	8,6	8,6
P_{un} (kN)	23,6	24,3	24,8
τ_n (MPa)	0,070	0,077	0,080

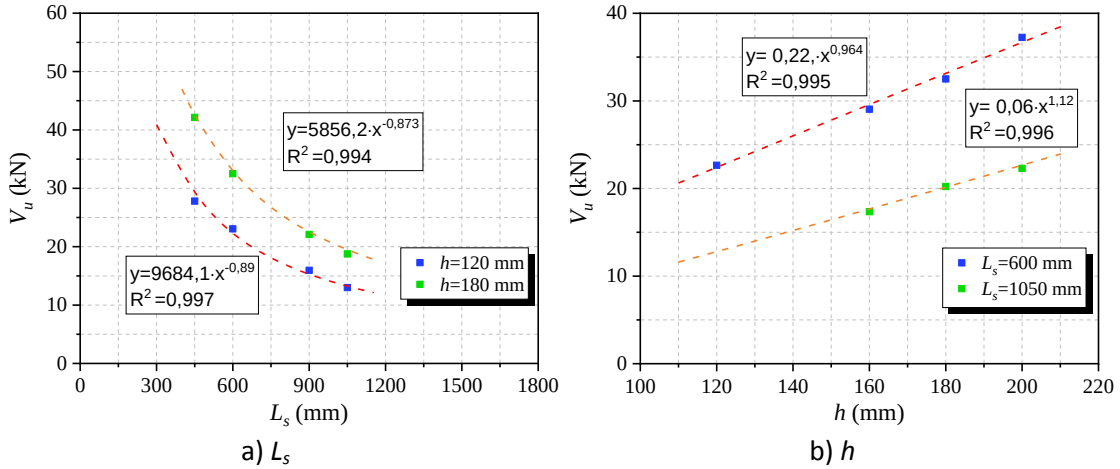
5.5 Variação da força cortante última

Na Figura 19 e na Figura 20 são apresentadas as relações entre a força cortante última (V_u) e os parâmetros avaliados no estudo paramétrico (L_s, h, e e f_{cm}). Na Figura 19ab, os valores médios e o desvio padrão da linha de tendência exponencial demonstram que a capacidade resistente das lajes varia com a força cortante última numa taxa específica de variação (linha de tendência potencial). Já nas Figura 19cd pode ser visto que a força cortante última varia linearmente com a espessura da fôrma (e) e com a resistência à compressão do concreto (f_{cm}). A relação entre V_u e L_s/d_f apresentada na

Figura **21** demonstra que a capacidade resistente das lajes varia exponencialmente com a esbeltez da laje e que a variação da capacidade resistente das lajes em função da esbeltez é maior nas lajes com esbeltez menor do que 7. Nas lajes com esbeltez maior do que 7, a variação da capacidade resistente em função da esbeltez mostrou ser pouco significativa.

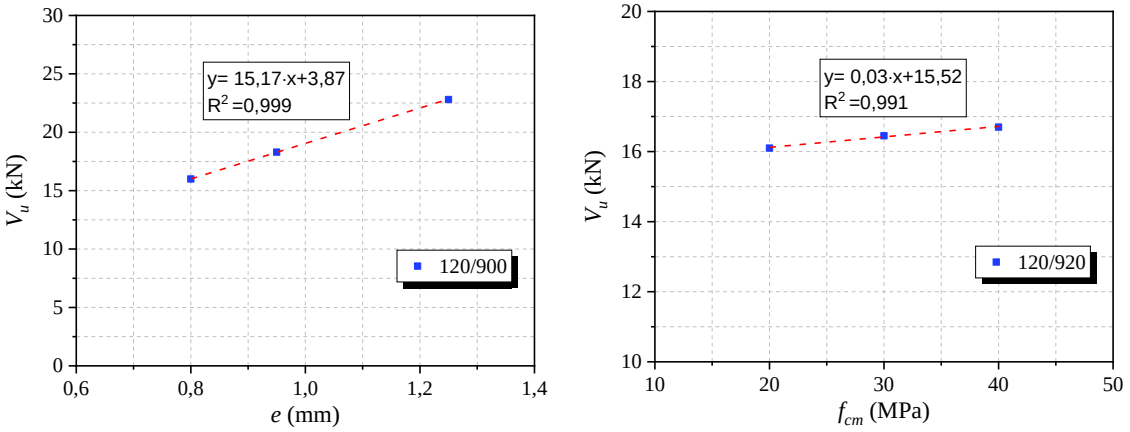
Conclusões parecidas foram apresentadas no trabalho de Abdullah et al (7), no qual os autores sugerem que as lajes sejam classificadas como compactas, caso a esbeltez seja menor do que 7,0, e, como esbeltas, caso a esbeltez seja maior que 7,0.

Figura 19 – Variação da força cortante última (V_u) provocada pelos parâmetros a) L_s e b) h.



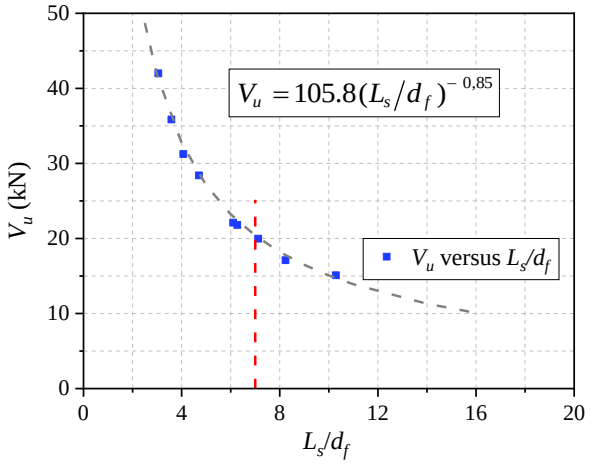
a) L_s b) h

Figura 20 – Variação da força cortante última (V_u) provocada pelos parâmetros a) e e b) f_{cm}.



a) e b) f_{cm}

Figura 21 – Relação entre a força cortante última (V_u) e a esbeltez da laje (L_s/d_f).



6 CONCLUSÃO

Nesse trabalho foi proposto um modelo numérico para representar o comportamento estrutural de lajes mistas biapoiadas. O comportamento não linear dos materiais e da interface aço concreto e a não linearidade geométrica foram consideradas no modelo numérico. O modelo numérico foi validado com base em resultados experimentais e demonstrou ser capaz de estimar com precisão o comportamento global (curva carga versus flecha) e local (distribuição de deformações) das lajes mistas.

O modelo validado foi utilizado para conduzir um estudo paramétrico. As variáveis estudadas foram: o comprimento do vão, a espessura da capa de concreto, a espessura da fôrma metálica e a resistência à compressão do concreto. O estudo da influência dessas variáveis sobre o comportamento mecânico das lajes mistas foi feito a partir da análise das curvas carga aplicada versus flecha e resistência ao cisalhamento longitudinal. Foram comparadas a rigidez inicial, a ductilidade ao cisalhamento longitudinal, a carga última e a tensão de cisalhamento média estimada a partir do método da interação parcial.

As principais conclusões do estudo paramétrico foram:

- A rigidez inicial, a tensão cisalhante média, a carga de início do deslizamento relativo e a capacidade resistente última diminuem com o aumento o comprimento do vão de cisalhamento. A flecha e a ductilidade ao cisalhamento longitudinal aumentam com o aumento do comprimento do vão de cisalhamento.
- A rigidez inicial, a tensão cisalhante média, a carga de início do deslizamento relativo e a capacidade resistente última aumentam com o aumento da espessura da capa de concreto. A ductilidade e a flecha relativa a carga última são menores nas lajes com maior espessura.
- O aumento da espessura da fôrma promove aumento da rigidez inicial, da ductilidade ao cisalhamento longitudinal, da carga de início de deslizamento, da flecha associada a carga última e da capacidade última resistente.
- A influência da resistência à compressão do concreto sobre o comportamento estrutural das lajes mistas é pouco significativa. Nenhuma diferença significativa sobre a rigidez inicial, a ductilidade ao cisalhamento longitudinal e sobre a carga última foi notada ao se aumentar a resistência à compressão do concreto.

Agradecimentos
O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES).

REFERÊNCIAS

1. Gholamhoseini A, Gilbert RI, Bradford MA, Chang ZT. Longitudinal shear stress and bond-slip relationships in composite concrete slabs. Engineering Structures [Internet]. 2014;69:37–48. Available from: http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.008
2. Chen S, Shi X. Shear bond mechanism of composite slabs - A universal FE approach. Journal of Constructional Steel Research [Internet]. 2011;67(10):1475–84. Available from: http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.03.021
3. CEN (European Committee for Standardization) Eurocode 4. Vol. 1. Brussels; 2011.
4. Abdullah R, Paton-cole VP, Easterling WS, Asce F. Quasi-Static Analysis of Composite Slab. Malaysian Journal of Civil Engineering. 2007;19(2):1–13.
5. Abdullah R, Easterling WS. New evaluation and modeling procedure for horizontal shear bond in composite slabs. Journal of Constructional Steel Research. 2009;65(4):891–9.
6. Abdullah R, Kueh ABH, Ibrahim IS, Easterling WS. Characterization of shear bond stress for design of composite slabs using an improved partial shear connection method. Journal of Civil Engineering and Management.2015;21(6):720–32.Availablefrom: http:/doi/full/10.3846/13923730.2014.893919
7. Abdinasir Y, Abdullah R, Study F. Modelling of Shear Bond With Cohesive Element And Slenderness Study of Composite Slabs. 2012;(October).
8. Ríos JD, Cifuentes H, Martínez-De La Concha A, Medina-Reguera F. Numerical modelling of the shear-bond behaviour of composite slabs in four and six-point bending tests. Engineering Structures. 2017;133:91–104.
9. Camanho P, Davila CG. Mixed-Mode Decohesion Finite Elements in for the Simulation Composite of Delamination Materials. Nasa [Internet]. 2002;TM-2002-21(June):1–37. Available from:http://www.researchgate.net/publication/24327361_Mixed-Mode_Decohesion_Finite_Elements_for_the_Simulation_of_Delamination_in_Composite_Materials/file/e0b49527d4918f3b65.pdf
10. Grossi LGF. Sobre o Comportamento Estrutural e o Dimensionamento de Lajes Mistas de Aço e Concreto com Armadura Adicional. 2016. 275f. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos,; 2016.
11. CEN (European Commitee for Standardization). Ec4 Part 1.1. 2011.
12. Lubliner J, Oliver J, Oller S, Oñate E. A plastic-damage model for concrete. International Journal of Solids and Structures. 1989;25(3):299–326.
13. Jeeho L, L. FG. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. Journal of Engineering Mechanics [Internet]. 1998;124(8):892–900. Available from: https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)
14. Ataei A, Moradi M, Valipour HR, Bradford MA. Finite element modelling of demountable precast reinforced concrete deck slabs with external confining system. Journal of Constructional Steel Research [Internet]. 2018;151:204–15. Available from: https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.09.023
15. KMIECIK P, KAMIŃSKI M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. Archives of Civil and Mechanical Engineering 2011;11(3):623–36.Availablefrom: http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S1644966512601058
16. Carreira J. Relationship for Plain Concrete in Comprcssion Strcss € train. ACI Structural Journal. 1986;(October):797–804.
17. Hordijk DA. Local approeach to fatigue of concrete.
18. FIB Model Code for Concrete Structures 2010 [Internet]. Weinheim, Germany: Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA; 2013. 302 p. Available from: http://doi.wiley.com/10.1002/9783433604090

19. Daniels, B. J.; Crisinel M. Composite slab behavior and strength analysis. Part I: Calculation Procedure. Journal of Structural Engineering, ASCE,. 1993;119(1):16–35.
20. Daniels BJ, Crisinel M. Composite Slab Behaviour and strength analsis. Part II: Comparisons with test results and parametric analysis. Journal of Structural Engineering, ASCE,. 1993;119(1):36–49.
21. Veljkovic M. Behaviour an Resistence of Composite Slabs:
22. Schuster RM. Shear-bond Capacity of Composite Slabs. 1982.

CONSTRUMETAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Concepção e análise de pontes rodoviárias com sistema estrutural em viga contínua e seção transversal mista de aço e concreto*

Alberto Hoshino Komoguchi[1]
Rafael Silva e Souza[2]
Pedro Wellington G. N. Teixeira[3]

Resumo
Quando da concepção de sistemas estruturais para pontes rodoviárias com grande extensão, uma solução pode ser com uso de vigas contínuas. Nesse caso, ao contrário do sistema com sucessão de tramos simplesmente apoiados, a distribuição de vãos com comprimentos diferentes é mais favorável. Por outro lado, a deformação do tabuleiro, por variação térmica e retração do concreto, implicará em maiores deslocamentos, os quais precisam ser considerados para dimensionamento das juntas de dilatação. Neste trabalho, apresenta-se estudo de caso de uma ponte em viga contínua, com seção mista de aço e concreto. Inicialmente, é feito estudo sobre a distribuição de vãos, considerando de forma simplificada a fissuração do concreto sobre os apoios. Também são estudadas as dimensões adequadas das seções transversais de viga de aço e laje de concreto nas regiões de momento fletor positivo e negativo.

Palavras-chave: Pontes; Vigas mistas de aço e concreto; juntas de dilatação.

Conceptual design and analysis of composite steel and concrete continuous beam bridges

Abstract
Conceptual design of structural systems for a long bridge can, sometimes, lead to contínuos beams as an adequate solution. In this case, contrary to systems composed of simply supported beams, varying spans can provide better solution. Beside this, a detailed study of termal and concrete shrinkage movements is necessary to design expansion joints. In this text, is presented a case study of a composite steel and concrete continuous beam bridge. Initially, a analysis of optimal span distribution is performed, considering effects of concrete cracking over the internal supports with a simplified procedure. Proportioning the dimensions of cross section, envolving steel and concrete elements, is presented, considering the regions of span and internal supports.

Keywords: Bridges; Composite steel and concrete sections; expansion joints.

[1] Graduando em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.
[2] Graduando em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.
[3] Professor Doutor, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, SP.

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2019** – Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 14 a 16 de agosto de 2019, São Paulo, SP, Brasil.

INTRODUÇÃO

Neste trabalho estudam-se alguns aspectos específicos do projeto de pontes em viga contínua com seção mista de aço e concreto. Para tal, procura-se considerar, com um procedimento alternativo, o efeito da fissuração da laje de concreto nas regiões de momento negativo, sobretudo com objetivo de analisar o efeito deste fenômeno sobre a distribuição de momentos fletores. Para isso foram usadas rotinas desenvolvidas no MATLAB por Komoguchi e Souza (2018).

Também foi feita análise da seção adequada, no ELU, para resistir às solicitações obtidas na análise estrutural. Outra rotina foi desenvolvida no MATLAB usando as recomendações do Eurocode 4. Com isso foram analisadas cerca de $15x10^6$ seções visando definir uma composição de chapas de mesas e alma ótima. A definição do que seria a seção ótima foi debatida no trabalho chegando-se a duas possibilidades, quais sejam seção de menor peso de aço e seção de menor custo.

Por fim, foi desenvolvido um modelo tridimensional com o software CSI Bridge e os resultados foram comparados com os obtidos empregando-se método clássico.

Todos os resultados deste trabalho fazem parte do relatório final do Trabalho de Formatura dos alunos do curso de graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), Alberto Hoshino Komoguchi e Rafael Silva e Souza. Os alunos realizaram o trabalho sob a orientação do Prof. Dr. Pedro Wellington G. N. Teixeira do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica (PEF) da EPUSP. Maiores detalhes podem ser encontrados em KOMOGUCHI & SOUZA (2018), inclusive os códigos elaborados pelos referidos autores.

DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO

Todos esses estudos foram feitos tomando-se como base uma situação de projeto com uma ponte que deve transpor obstáculo que apresenta comprimento total da ordem de 170 m. A obra deve ter seis vãos. A figura abaixo ilustra o que se disse.

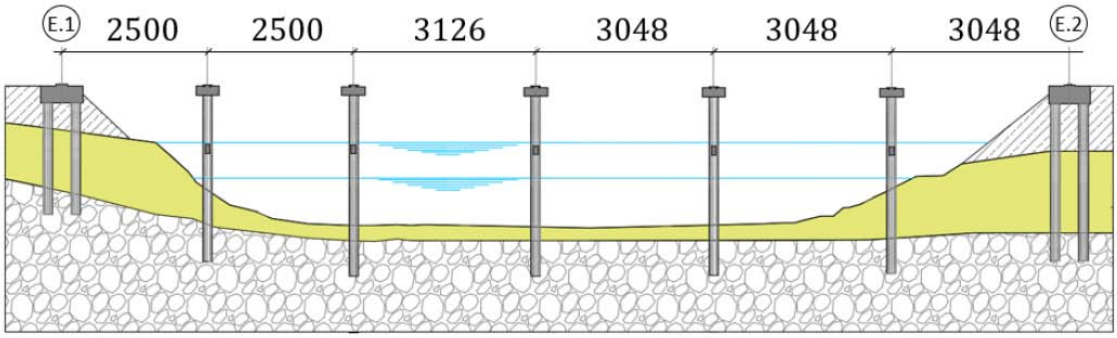


Figura 1 – Perfil longitudinal do obstáculo (perfil gentilmente cedido pela Maffei Engenharia).

A seção transversal deve comportar duas faixas de rolamento, dois acostamentos e barreiras tipo New Jersey nas duas laterais (Figura 2). A largura total perfaz 13 m. O espaçamento entre vigas foi definido de forma que haverá quatro longarinas.

O vão de 31,26 m é imposto como gabarito de navegação. Numa solução com vãos simplesmente apoiados, a distribuição de vãos mostrada na Figura 1, é a mais natural. Para uma viga contínua deve-se estudar a distribuição mais adequada de vãos.

Naturalmente, caso se faça a viga contínua há de se considerar que os deslocamentos resultantes de deformações impostas por retração do concreto e variação de temperatura serão maiores. Porém, tem-se como ganhos a redução do número de juntas e de aparelhos de apoio, além de melhor distribuição de esforços entre os elementos de apoio.

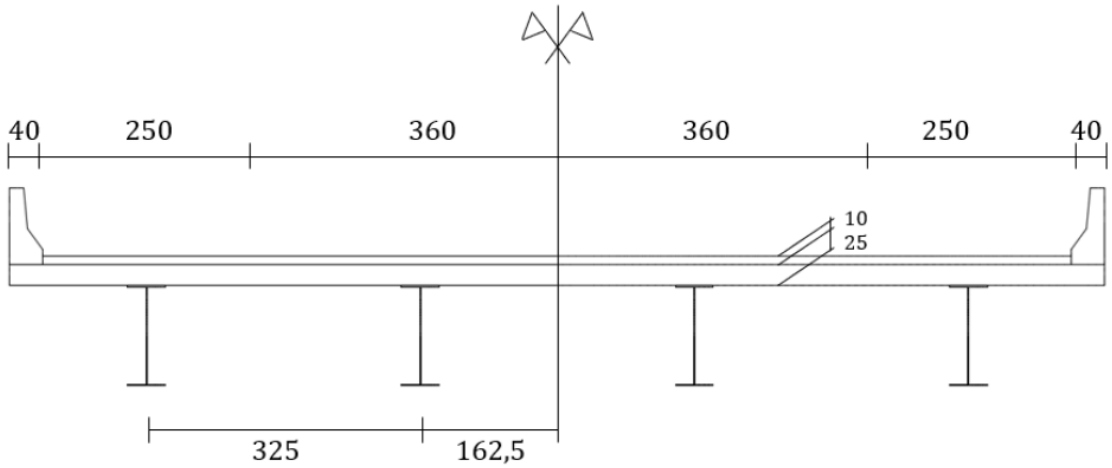


Figura 2 – Seção transversal estudada.

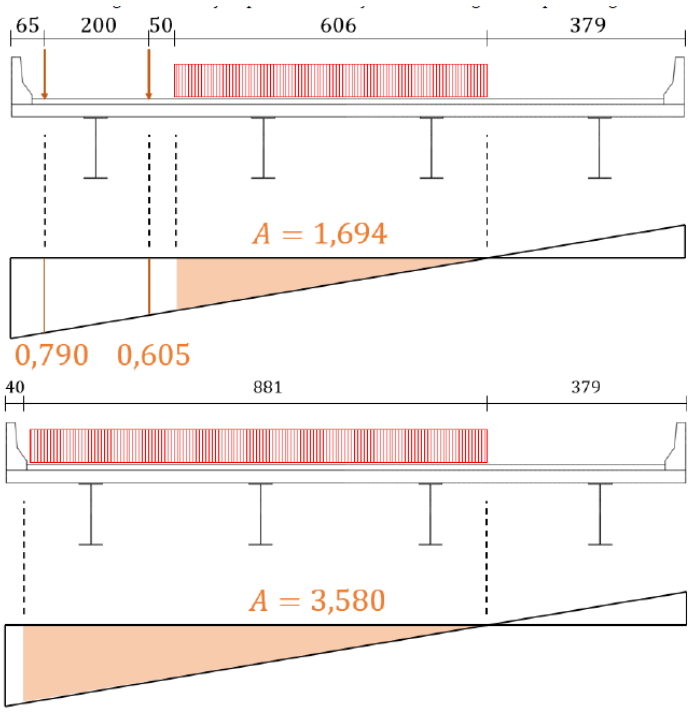
ESTUDO DA DISTRIBUIÇÃO DOS VÃOS

Para estudar a distribuição de vãos considere-se inicialmente que os carregamentos principais serão o peso próprio da estrutura e a carga móvel.

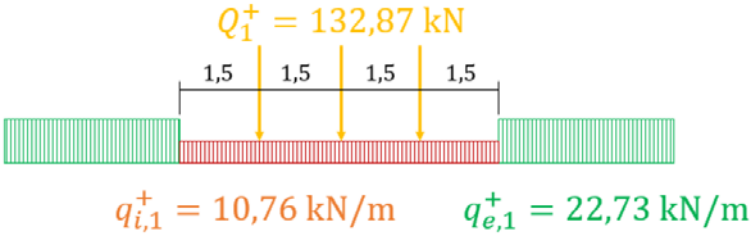
A carga permanente (~32 kN/m na viga extrema) foi empregada para distribuir os vãos. Em seguida foi feita análise da carga móvel.

Para estudar o efeito da carga móvel, a análise foi feita usando-se o procedimento clássico que consiste em (Figura 3):

- Estudar a distribuição transversal de cargas e determinar o trem tipo de cada viga;
- Efetuar análise longitudinal com essa carga móvel;



(a)



(b)

Figura 3 – Trem tipo Classe 45 para a viga de extremidade; (a) posicionamento para cálculo segundo procedimento clássico; (b) valores dos carregamentos.

Outras composições de carga móvel são apresentadas na Figura 4. Neste trabalho foi empregado apenas o trem-tipo da viga extrema, mostrado na Figura 3.

$$Q_2^+ = \varphi \cdot P \cdot \left(LI_T(x_1) + LI_T(x_2)\right) = 1{,}27 \cdot 75 \cdot (0{,}430 + 0{,}368) = 76{,}01 \text{ kN}$$

$$q_{i,2}^+ = \varphi \cdot p \cdot \int LI_T dx = 1{,}27 \cdot 5 \cdot 1{,}963 = 12{,}47 \text{ kN/m}$$

$$q_{e,2}^+ = \varphi \cdot p \cdot \int LI_T dx = 1{,}27 \cdot 5 \cdot 3{,}050 = 19{,}37 \text{ kN/m}$$

(a)

$$Q_1^- = \varphi \cdot P \cdot \left(LI_T(x_1) + LI_T(x_2)\right) = 1{,}27 \cdot 75 \cdot (-0{,}290 - 0{,}105) = -37{,}62 \text{ kN}$$

$$q_{i,1}^- = \varphi \cdot p \cdot \int LI_T dx = 1{,}27 \cdot 5 \cdot (-0{,}019) = -0{,}12 \text{ kN/m}$$

$$q_{e,1}^- = \varphi \cdot p \cdot \int LI_T dx = 1{,}27 \cdot 5 \cdot (-0{,}531) = -3{,}37 \text{ kN/m}$$

(b)

Figura 4 – (a) Trem tipo para a viga central; (b) trem-tipo negativo para a viga extrema.

A boa distribuição de vãos é aquela que conduz a momentos fletores mínimos. Isso conduzirá a valores de momentos fletores positivos e negativos virtualmente idênticos para carga permanente. Desse modo, foi feita variação na posição dos pilares respeitando-se apenas um vão que constitui o gabarito de navegação e deverá apresentar 31,26 m, por definição do problema, conforme Figura 1.

Esse procedimento foi feito apenas com a carga permanente. Também foi considerada a variação da rigidez da seção conforme o momento fletor seja positivo ou negativo. Isso torna o problema iterativo: só é possível determinar o diagrama de momentos uma vez definida a rigidez em cada seção. A rigidez por sua vez depende do diagrama de momentos.

Considerou-se apenas a rigidez da viga de aço para as regiões de momento negativo e a rigidez da seção mista para a região de momentos positivos. Foi desenvolvido um programa no software MATLAB que resolve o problema iterativo da rigidez variável, tendo como variáveis os comprimentos dos vãos. O programa faz a solução numérica, utilizando o Teorema dos Esforços Virtuais pois se trata de um problema com grau hiperestático 5 (Figura 5).

Na formulação o que interessa é a relação entre as duas rigidezes, e não seus valores absolutos.

Resolvido o problema iterativo utilizou-se em seguida a ferramenta de otimização do software (Optimization Tool) para obtenção dos vãos ótimos. A função objetivo foi o módulo da diferença dos valores de momentos máximos em todos os vãos, que deve ser otimizada variando o comprimento dos vãos, sujeita a restrição de manter o gabarito de navegação de 31,26 m.

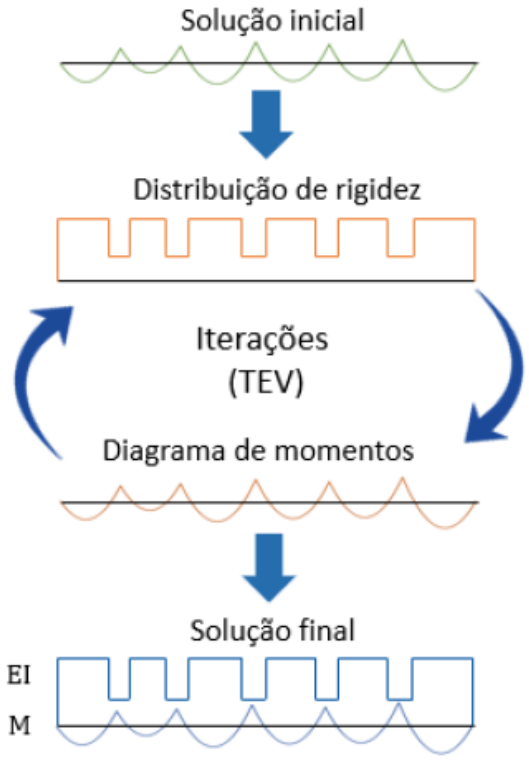


Figura 5 – Ilustração do procedimento de otimização da distribuição de vãos.

A solução original, cujos vãos eram respectivamente de 25,0 m – 25,0 m – 31,26 m – 30,48 m – 30,48 m – 30,48 m, apresentou o seguinte diagrama de momentos para carga permanente (Figura 6).

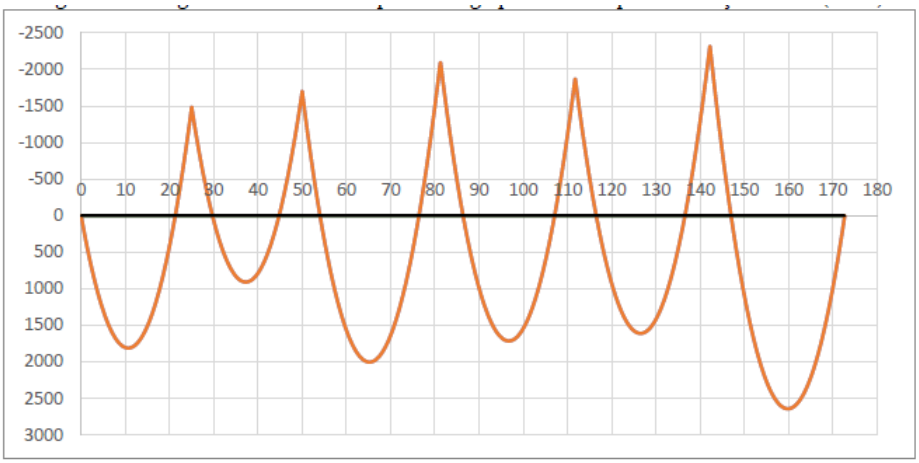
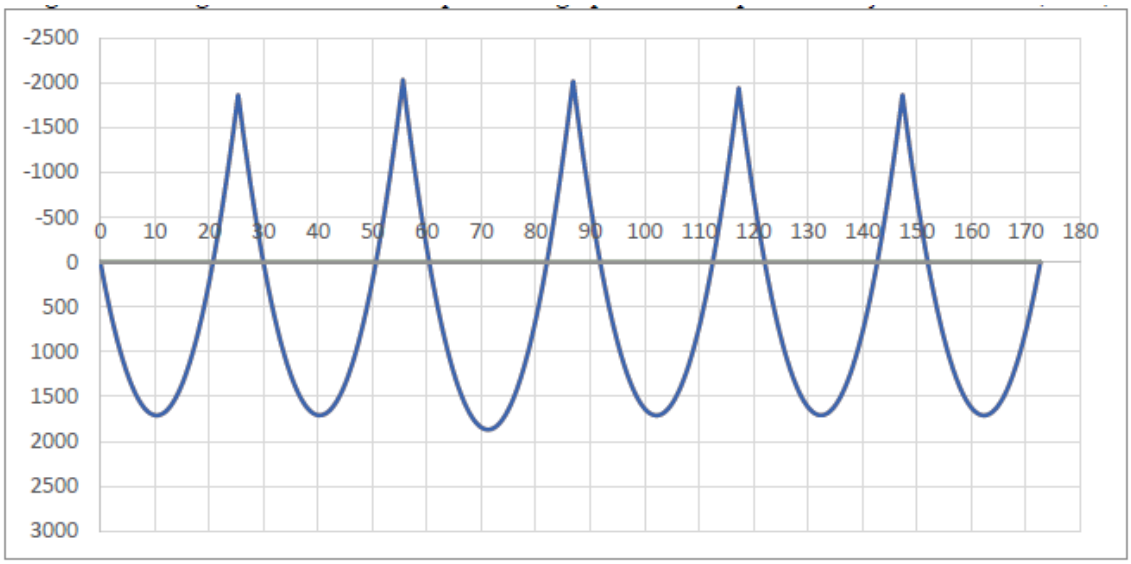
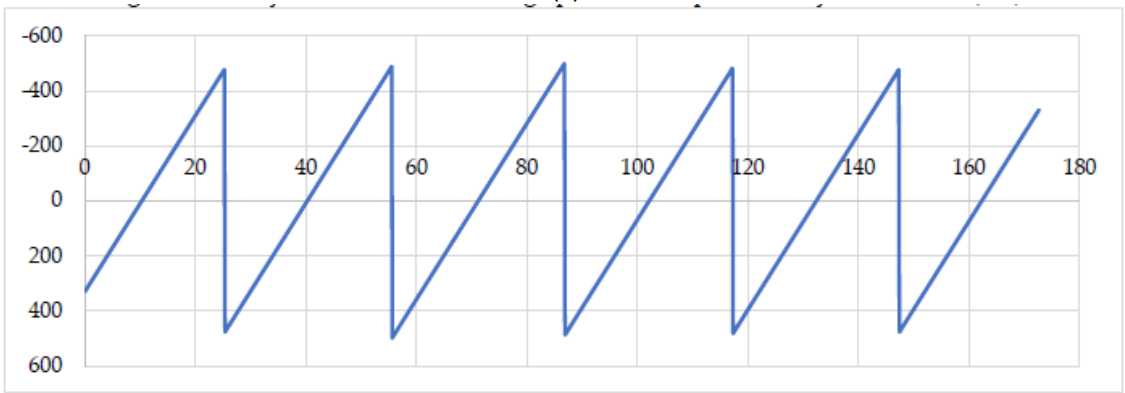


Figura 6 – Diagrama de momentos na situação inicial para carga permanente de 31,98 kN/m.

Os momentos máximos, positivo e negativo, eram respectivamente 2642,6 kN.m e -2314,2 kN.m. Além disso apresentavam desvios de 190% para os momentos positivos entre vãos.
Com a nova distribuição de vãos os resultados são os apresentados na figura abaixo.



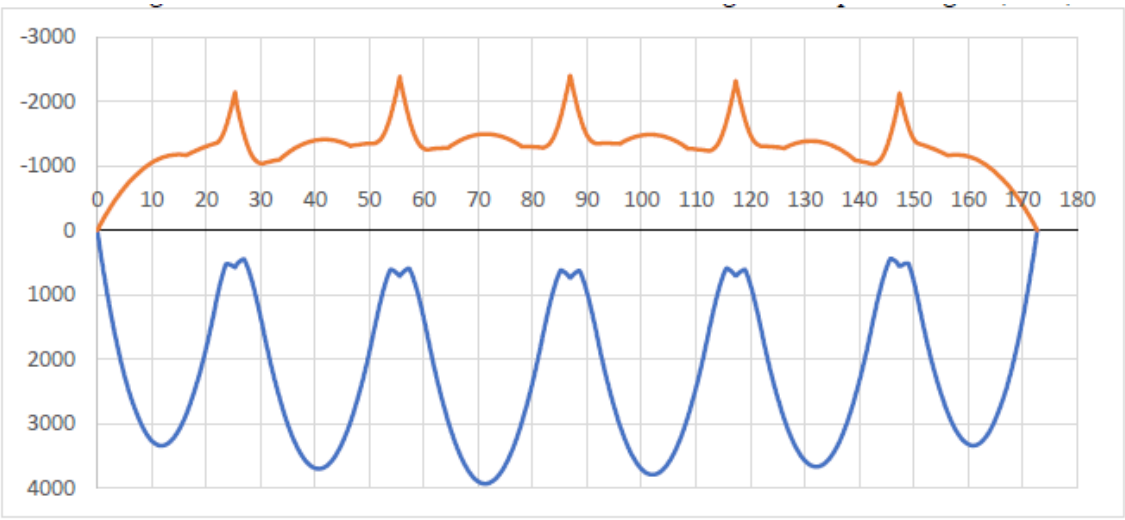
(a)



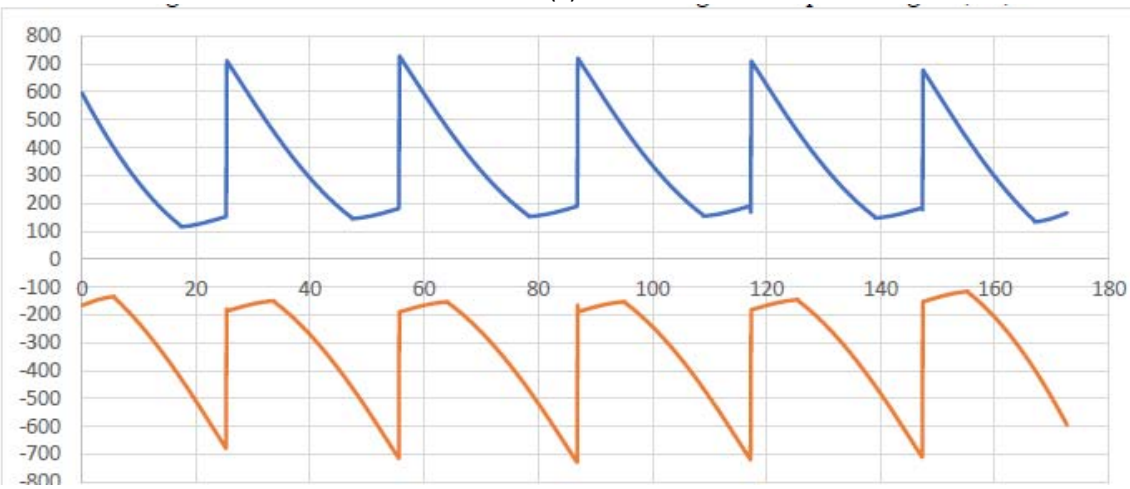
(b)

Figura 6 – Diagrama de momentos e cortante na situação com os vãos otimizados.

Os vãos finais resultaram em 25,32 m – 30,28 m – 31,26 m – 30,43 m – 30,09 m – 25,32 m. Com esses vãos os momentos positivo e negativo passaram para 1869,9 kN.m e – 2036 kN.m. Devido às restrições do problema não foi possível obter igualdade entre os valores de momentos, porém a diferença máxima observada passou para 9% contra os 190% anteriores.
Após definir os vãos, foi feita a determinação dos esforços para a carga móvel, chegando-se aos diagramas mostrados na figura a seguir.



(a)



(b)

Figura 6 – Diagramas de momento fletor e força cortante na viga extrema para carga móvel definida na Figura 3 – vãos obtidos com a otimização.

VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

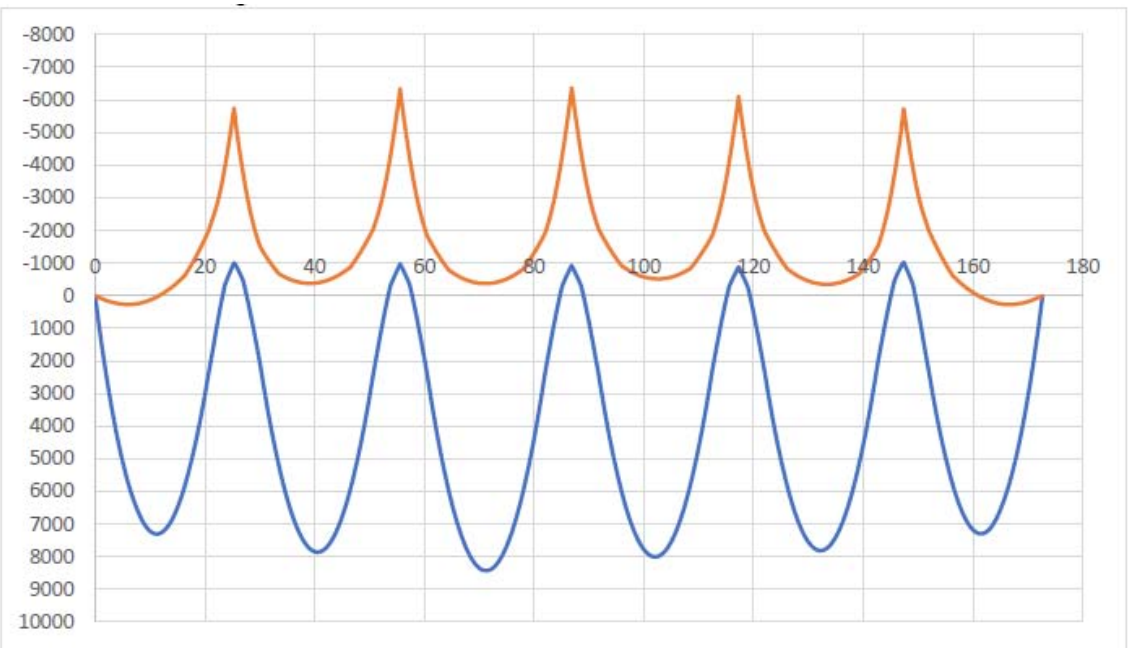
Com a determinação dos esforços solicitantes, pode-se proceder o dimensionamento da seção. Neste trabalho esse dimensionamento se limitará ao Estado Limite Último.

Para tal primeiro foi determinada a envoltória de esforços, apresentada na Figura 7.

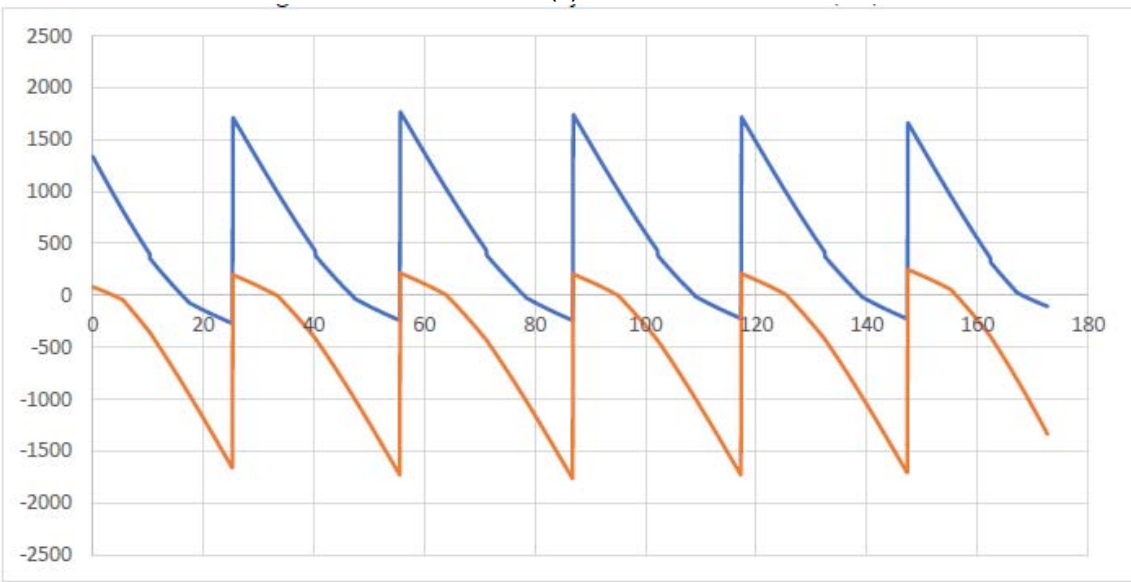
Em seguida deve-se determinar a seção que resiste aos esforços com seção mais econômica. Esse procedimento é iterativo, pois ao se alterar a seção alteram-se os esforços. No entanto, dentro de limites razoáveis, essa alteração de esforços não será significativa.

Para essa verificação e dimensionamento, serão seguidas as recomendações do EN 1994-2 (Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – Part 2: general reules and rules for bridges). Esta opção se deu em função da falta de normatização brasileira específica para pontes de seção mista. Embora a NBR 8800 aborde, em seu Anexo O, as vigas mistas de aço e concreto, essa abordagem é focada em edifícios, e as recomendações presentes estão restritas ao caso de vigas compactas e semicompactas para momentos positivos, e apenas vigas compactas para momentos negativos, Em pontes de seção mista, porém, é comum o uso de vigas com maior esbeltez.

Ressalte-se que durante a execução deste trabalho, entrou em processo de consulta pública o projeto da NBR 16694 – projeto de pontes rodoviárias mistas de aço e concreto (ABNT, 2018). Esse projeto de norma, no entanto, estabelece limites restritivos para as esbeltezes, e tampouco aborda vigas esbeltas, preconizando que sejam consultados os Eurocodes 2, 3 e 4 para recomendações adicionais sobre vigas mistas esbeltas, mas não afirmando com clareza se os limites estabelecidos podem ser ultrapassados desde que seguidos esses códigos.



(a)



(b)

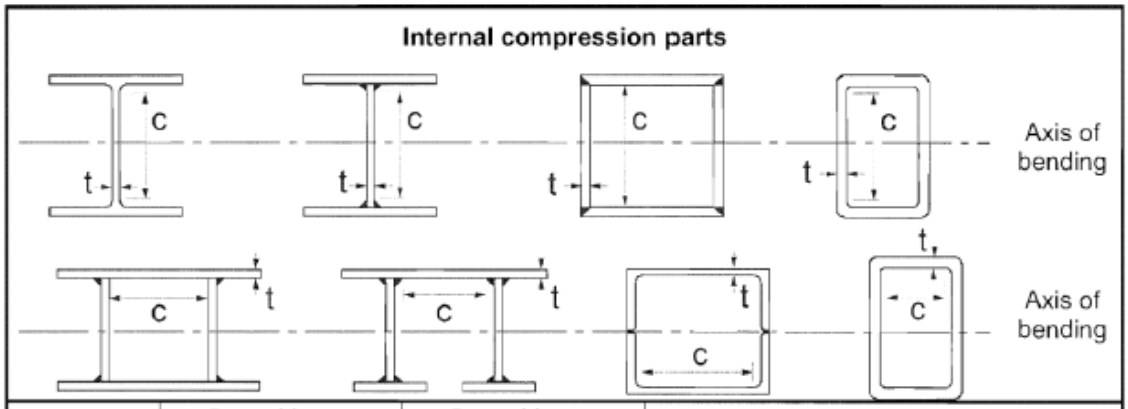
Figura 7 – Envoltórias de esforços no ELU.

Para a verificação da seção mista, o Eurocode 4-2, em consonância com o EN1993-1-1, adota o conceito de classes de seção transversal. Essa classificação é feita com objetivo de examinar se a resistência à flexão da seção pode ser determinada em regime elástico ou plástico, e de avaliar o quanto a resistência e a capacidade de rotação da seção são limitadas por sua resistência à flambagem local.
São definidas quatro classes de seção, conforme figuras abaixo.

- Classe 1: Seções que podem atingir sua resistência plástica à flexão sem sofrer flambagem e possuem capacidade de rotação plástica significativa;
- Classe 2: Seções que podem atingir sua resistência plástica à flexão sem sofrer flambagem, mas possuem capacidade de rotação limitada;
- Classe 3: Seções que podem desenvolver sua resistência elástica à flexão (tensão na fibra extrema pode ser igual à tensão de escoamento), mas não sua resistência plástica, devido a flambagem local;
- Classe 4: Seções que não conseguem atingir sua resistência elástica à flexão devido à flambagem local.

Figura 8 – Classes de seção conforme Eurocode 4-2.

Como a flambagem local é determinante para que as seções desenvolvam sua resistência e ductilidade, a razão entre a largura e espessura do elemento comprimido é o critério para a classificação.
Ainda de acordo com a referida norma, para classificação da seção, cada elemento deve ser classificado separadamente. A classe da seção é a maior classe (mais desfavorável) dos elementos que a compõe.
Primeiramente considera-se distribuição plástica de tensões normais, determinando a posição da linha neutra plástica (LNP). Uma vez determinada a LNP, comparam-se os valores de esbeltez de cada elemento com os limites definidos nas figuras abaixo, respectivamente para alma e mesas (Figura 9 e Figura 10).
Nessa figuras o valor de ε vale $[235/f_{yk}\ (MPa)]^{1/2}$.
Caso o elemento não seja nem Classe 1 nem Classe 2, considera-se então uma distribuição elástica. Se o elemento não atender aos limites de Classe 3 ele será considerado Classe 4. Para regiões de momento positivo a seção deve ser homogeneizada.



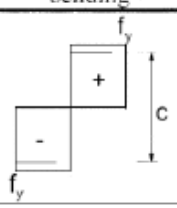
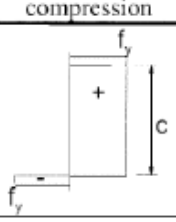
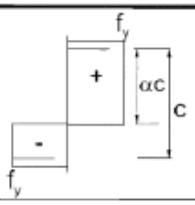
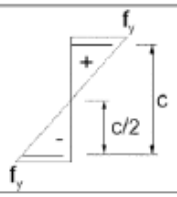
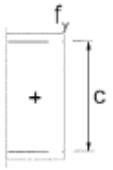
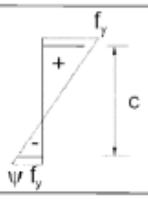
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression
Stress distribution in parts (compression positive)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	when $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	when $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Stress distribution in parts (compression positive)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \le \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ when $\psi \le -1$*): $c/t \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

Figura 9 – Classes de seção conforme Eurocode 4-2.

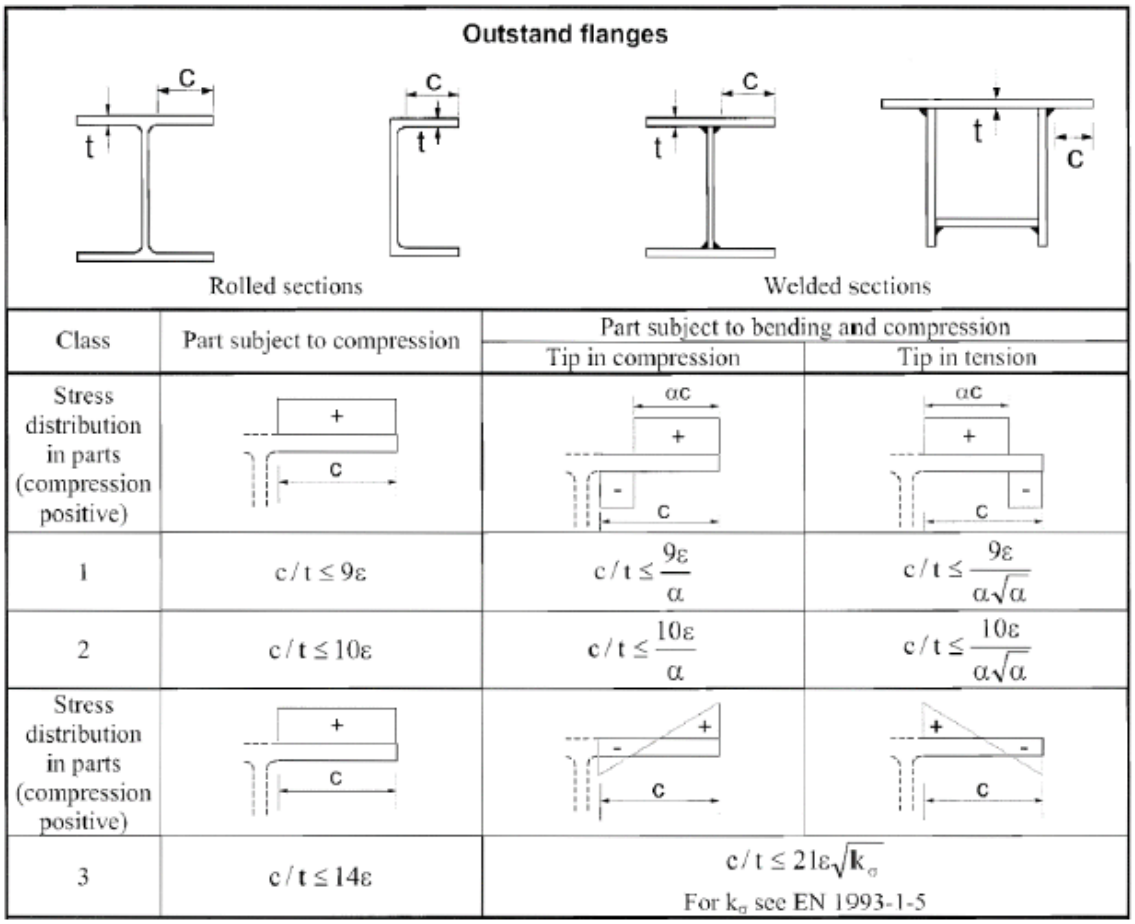


Figura 10 – Classes de seção conforme Eurocode 4-2.

Além disso, na presença de esforços cortantes que excedam 50% da força cortante resistente (valores de cálculo), deve-se considerar a interação entre as solicitações normal e tangencial.
Para seções Classe 1 ou 2, a influência da força cortante na resistência a momento fletor pode ser levada em conta, de acordo com o Eurocode 4-2, adotando um valor menor da resistência da alma, conforme a expressão abaixo

$$f_{yd,red} = (1-\rho) f_{yd}$$

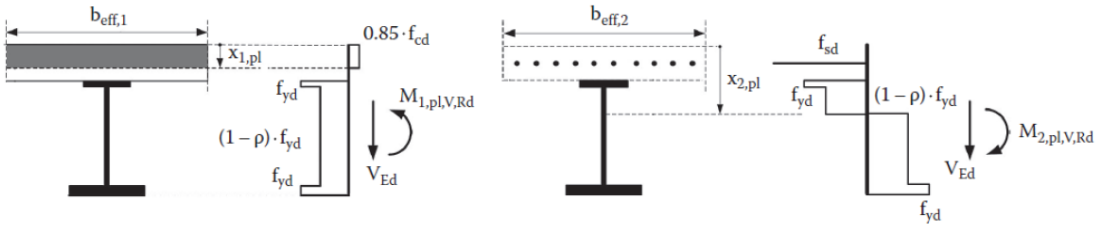
Onde o fator ρ vale:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1\right)^2$$

Onde

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo, igual a $V_{pl,Rd}$ quando não for necessário considerar a flambagem sob cortante, ou $V_{b,Rd}$ quando esse efeito for relevante

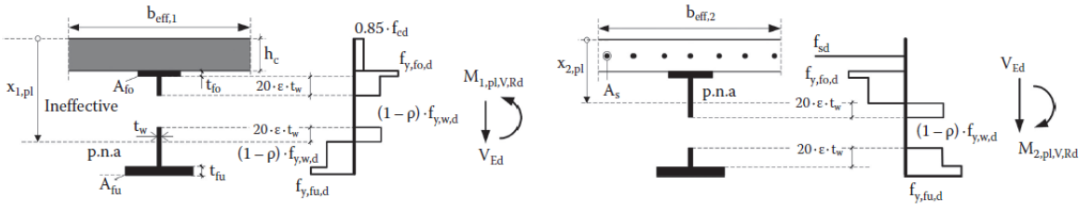
A figura abaixo ilustra a distribuição de tensões normais na alma para essa situação.



Fonte: Adaptado de ILIOPOULOS; VAYAS, 2014. À esquerda, para momento positivo e, à direita, para momento negativo.

O procedimento é aplicado também para Classe 2 efetiva, conforme figura abaixo.

Figura 45 - Distribuição de tensões a interação momento-cortante para seção classe 2 efetiva



Fonte: Adaptado de ILIOPOULOS; VAYAS, 2014. À esquerda, para momento positivo e, à direita, para momento negativo.

Para seções Classe 3 ou 4, a interação entre momento fletor e força cortante é conforme a seguir:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)(2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1{,}0$$

Onde:

$M_{f,Rd}$ é o momento resistente plástico de projeto da seção desconsiderando sua alma e considerando a área efetiva das mesas;

$M_{pl,Rd}$ é o momento resistente plástico de projeto da seção considerando a área efetiva das mesas e a área total da alma completamente efetiva;

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}}$$

Maiores detalhes podem ser obtidos no relatório do trabalho de formatura de Komoguchi & Souza (2018).
Em linhas gerais, seguindo-se as recomendações do EN 1994-2 foi implementada uma rotina usando o MATLAB. Os parâmetros foram:

- altura do perfil d variando de 700 mm a 1700 mm, a cada 25 mm (41 valores);
- espessura da alma t_w variando conforme as espessuras comerciais de 6,35 mm, 8 mm, 9,53 mm, 12,7 mm, 15,9 mm, 19,1 mm e 22,2 mm (7 valores);
- espessura da mesa superior b_{fs} variando conforme as espessuras comerciais de 9,53 mm, 12,7 mm, 15,9 mm, 19,1 mm e 22,2 mm (5 valores);
- largura da mesa superior t_{fs} variando de 350 mm a 550 mm, a cada 25 mm (9 valores);
- espessura da mesa inferior b_{fi} variando conforme as espessuras comerciais de 22,2 mm, 25,4 mm, 31,8 mm, 38,1 mm, 41,3 mm, 44,5 mm, 50,8 mm, 57,2 mm e 60,3 mm (9 valores);
- largura da mesa inferior t_{fi} variando de 450 mm a 650 mm, a cada 25 mm (9 valores);
- tensão de escoamento do aço estrutural f_{yk} de 300 MPa, 350 MPa e 400 MPa (3 valores);
- resistência característica do concreto f_{ck} de 30 MPa, 35 MPa, 40 MPa, 45 MPa e 50 MPa (5 valores);

Dessa forma foram analisados 41*7*5*9*9*3*5 = 15.691.725 casos.
Pode haver dois critérios:

- Menor consumo de aço;
- Menor custo total, para o que se considerou a seguinte tabela de preços:

Concreto	R$/m³	Aço	R$/kg
C30	335,42	300 MPa	4,6298
C35	344,09	350 MPa	4,7098
C40	372,40	400 MPa	4,7898
C45	387,62	Armadura	R$/kg
C50	406,11	500 MPa	4,62

SEÇÃO ÓTIMA OBTIDA
Considerando os custos adotados, a seção ótima obtida foi conforme a figura abaixo:

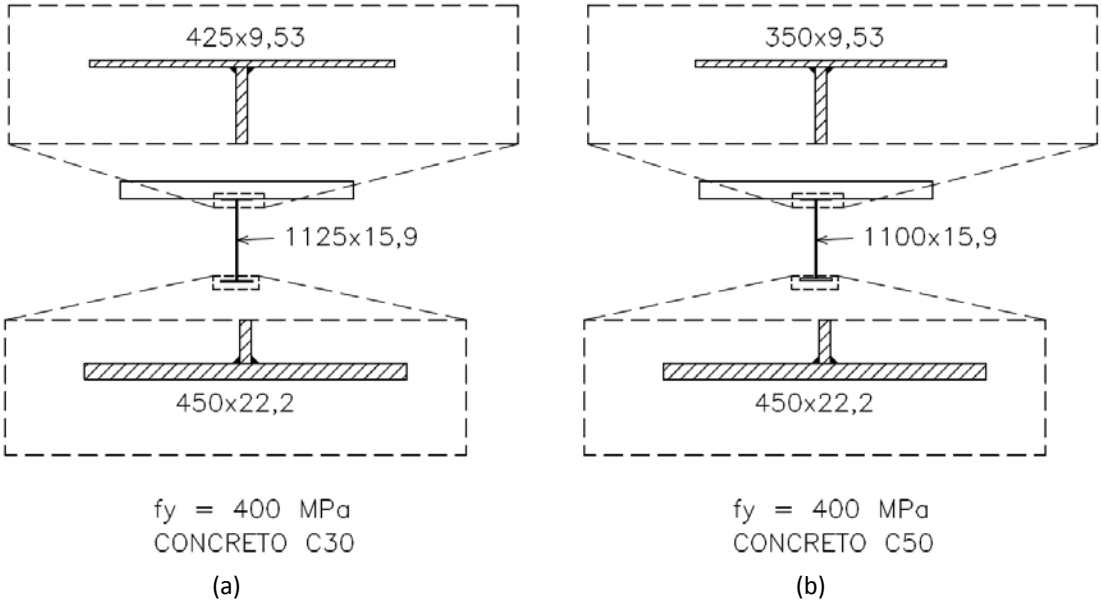


Figura 11 – Seções ótimas obtidas com a rotina MATLAB: (a) seção mais econômica; (b) seção com menor consumo de aço.

Na seção com menor consumo de aço obteve-se área de aço total de 314 cm² e custo de R$ 1733,60 / m. Na seção mais econômica obteve-se área de aço de 303 cm² e custo de R$ 1918,90 / m.

Uma vez obtida a seção, os esforços solicitantes devem ser recalculados, e o processo deve ser repetido. Observa-se que a seção ficou com relação entre vão médio e altura da viga de aço de 1:25. Além disso, a relação entre o vão médio e a altura total da viga mista foi de 1/21.
Para uma viga contínua, essas relações são razoáveis com a prática. Talvez a espessura da mesa de aço tenha ficado um pouco elevada. Porém isso se explica pelo fato de que na análise aqui apresentada não foi considerado o uso de enrijecedores de alma.
Deve-se salientar ainda que a verificação foi feita apenas com as considerações de ELU e não deve ser entendida como uma análise completa.

ANÁLISE COM MODELO 3D
Como última análise, foi feito modelo tridimensional com uso do software CSI Bridge. O objetivo foi verificar se a separação das análises em transversal e longitudinal apresentaria divergências significativas. O modelo 3D foi feito com os vãos de 25,32 m – 30,28 m – 31,26 m – 30,43 m – 30,09 m – 25,32 m.
A figura abaixo ilustra o modelo e apresenta os parâmetros elásticos empregados para aço e concreto.
Foram considerados dois casos de carregamento: carga permanente e carga móvel. A carga permanente foi determinada automaticamente pelo programa a partir das dimensões fornecidas – a carga total é idêntica àquela considerada no procedimento anterior. A carga móvel foi considerada com trem-tipo homogeneizado.

O cálculo do efeito da passagem do veículo é realizado pelo método *Influence based.* De acordo com o manual Introduction to CSI Bridge (CSI, 2016), este método realiza o cálculo movendo o veículo em abas

as direções de cada faixa da ponte e usando a superfície de influência da estrutura para posicionamento nas posições mais desfavoráveis.

Aço	
E	200 GPa
ν	0,3
f_y	400 MPa
f_u	520 MPa
γ_s	78,5 kN/m³

Concreto	
E	28 GPa
ν	0,2
f_{ck}	30 MPa
γ_c	25 kN/m³

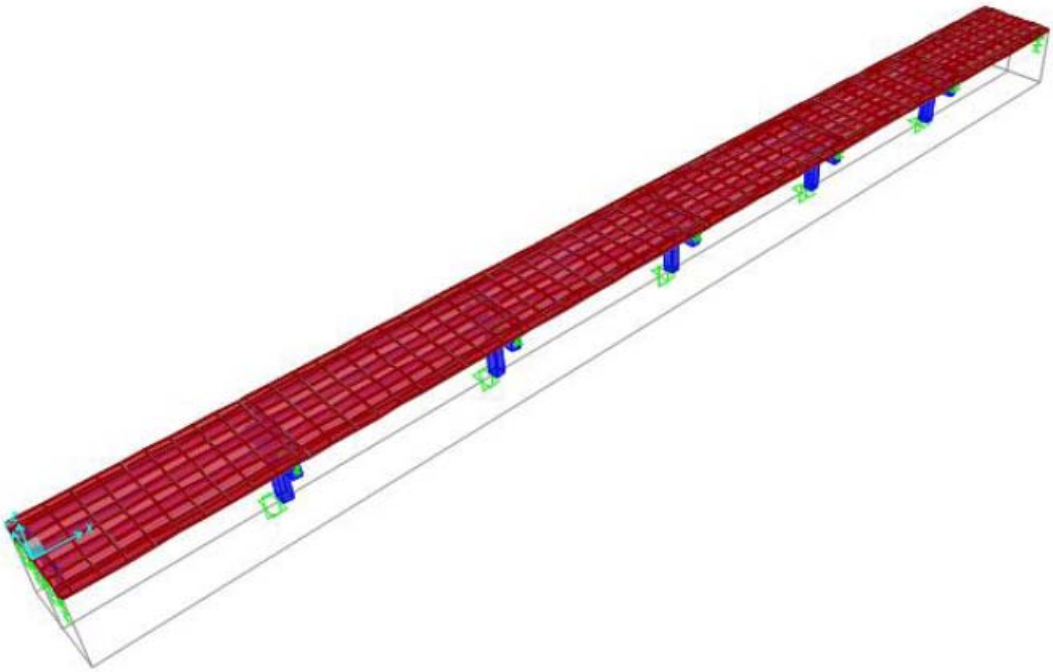


Figura 12 – Vista geral do modelo e propriedades mecânicas dos materiais.

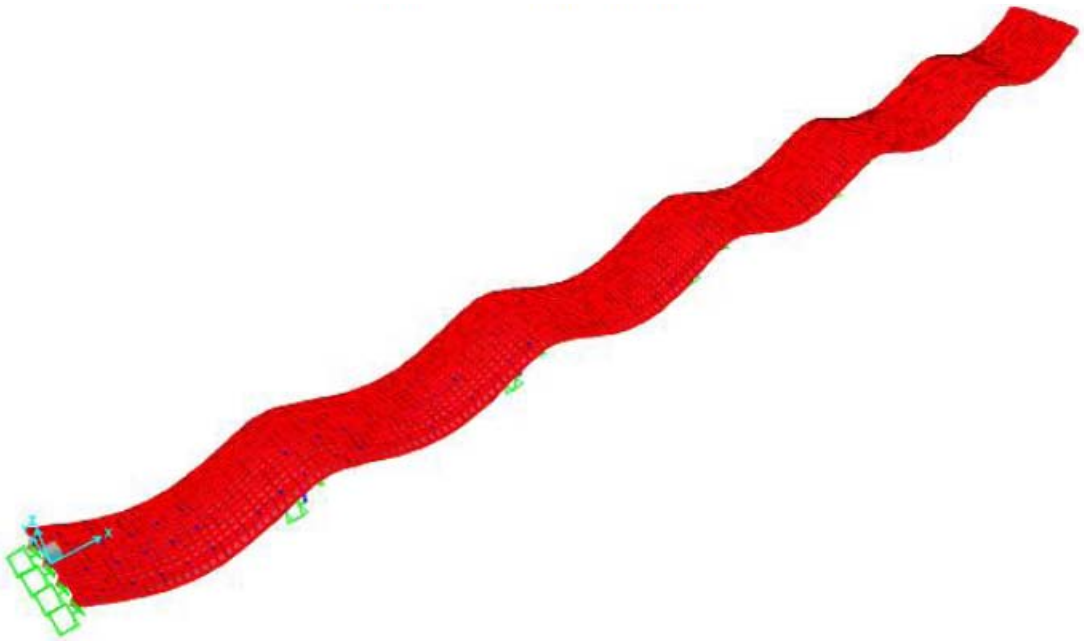


Figura 12 – Deformada do modelo para carga permanente.

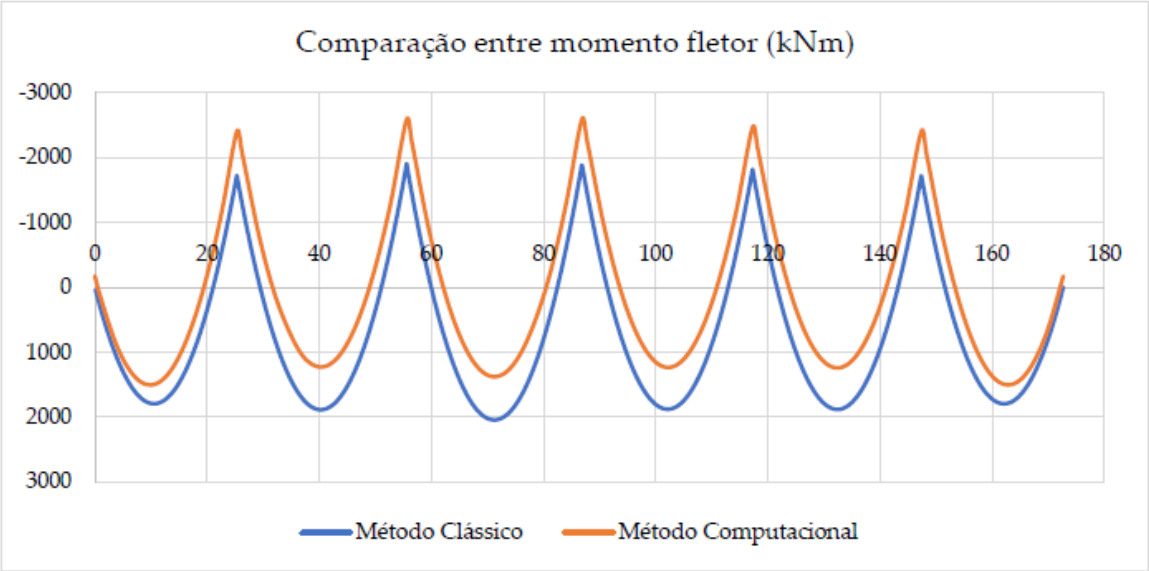


Figura 13 – Comparação entre momentos fletores.

Como era de se esperar, o diagrama de momento fletor obtido no modelo tridimensional é virtualmente resultado de uma transformação linear do diagrama obtido pelos autores, aumentando-se os momentos negativos sobre os apoios. Isso é função da consideração da fissuração do concreto nas regiões de momento negativo.

Figura 62 - Comparação entre envoltória de momentos fletores pelo método clássico e método computacional para viga externa

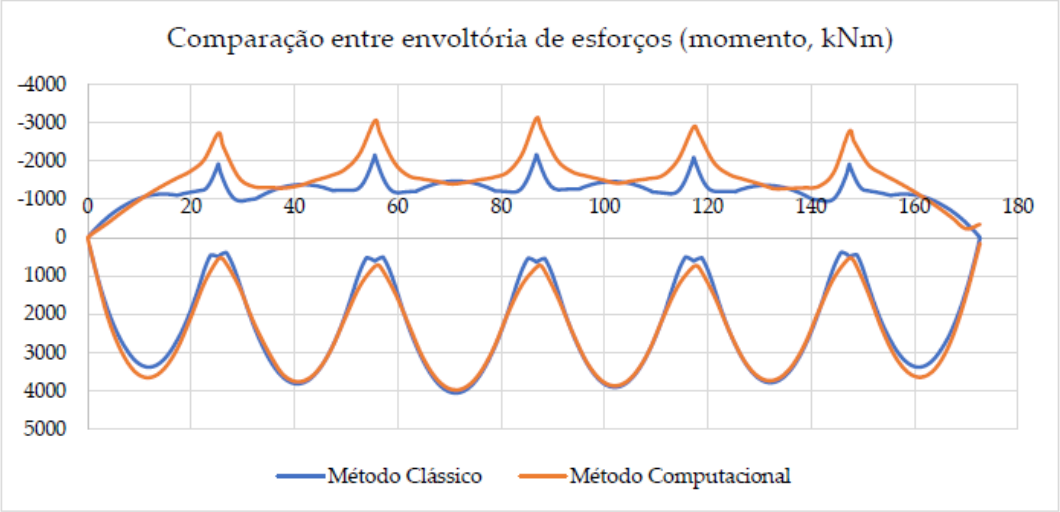


Figura 14 – Comparação entre envoltórias de momentos fletores.

CONCLUSÃO

Quanto à distribuição de vãos, demonstrou-se a importância de estudar de forma adequada a posição dos apoios, a fim de obter uma estrutura mais eficiente. Isso se configura num problema iterativo, dado que a distribuição de momentos depende da rigidez, que por sua vez depende da distribuição de momentos. Haja vista que a colaboração do concreto na compressão é muito mais efetiva. Programou-se um código que resolve o problema iterativo. Admitiu-se a simplificação de considerar apenas a rigidez do perfil de aço nas regiões de momento negativo. Porém, isso é facilmente ajustável na rotina desenvolvida pois o cálculo depende da rigidez relativa e não dos seus valores absolutos.

Após definir uma distribuição de vãos, foi implementado um programa desenvolvido por KOMOGUCHI & SOUZA (2018) para definir uma seção adequada considerando variações das propriedades geométricas e das resistências dos materiais, aço e concreto. Foram testadas mais de 15 milhões de seções e definiram-se duas seções que poderiam ser entendidas como ótimas. Verificou-se que a alma resultou espessa, porém isso está ligado ao fato de que não se estudou a influência de mais enrijecedores de alma.

Por fim, foi feito um modelo tridimensional, o qual foi feito com uso do software CSI Bridge. Os resultados foram comparados e se observaram algumas diferenças interessantes quanto aos momentos negativos. Porém, de forma geral, os resultados obtidos demonstram a adequação do procedimento clássico, no qual os comportamentos transversal e longitudinal são analisados de forma separada.

Acredita-se que com os procedimentos expostos neste trabalho, contribui-se para uso mais eficiente do aço em estruturas mistas de aço e concreto para pontes. Seja por levantar questões relevantes para o projeto, como o estabelecimento da continuidade sobre os apoios, seja por apresentar e analisar resultados de cálculos bastante complexos.

BIBLIOGRAFIA

KOMOGUCHI, A. H.; SOUZA, R. S.; TEIXEIRA, P. W. G. N. (2018). **Concepção e análise computacional de pontes rodoviárias com sistema estrutural em viga contínua e seção mista de aço e concreto.** Trabalho de Formatura do curso de Engenharia civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (2018).

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

_____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2013.

_____; **NBR 14885: Segurança no tráfego – Barreiras de concreto**. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **Projeto ABNT NBR 16694 – Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto**. Rio de Janeiro, 2018.

ILIOPOULOS, A.; VAYAS, I. **Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes**. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014.

CEN (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION). **Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Brussels: CEN, 2005a.

_____. **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges**. Brussels: CEN, 2005b.

CSI. **Introduction to CSiBridge**. Berkeley,. 2016. 58 p.

CSI. **CSI Analysis Reference Manual**. Berkeley. 2016. 556 p.

Tema: Infraestrutura (Projeto e elementos construtivos)

ESTUDO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS (FLECHAS) EM VIGAS ALVEOLARES E VIGAS DE ALMA CHEIA

Rogério Fonseca Santos[1]
Rosanne Rodrigues Santos Maciel Gonçalves[1]
Eduardo Geraldo de Oliveira Santos[1]
Ana Paula Moura[2]
Hermes Carvalho[3]

Resumo

Os deslocamentos verticais decorrentes da aplicação de ações em vigas de aço são fatores determinantes para o correto dimensionamento destes elementos. Diferentemente das vigas de alma cheia, cujo cálculo dos deslocamentos é baseado apenas no momento fletor, nas vigas alveolares os deslocamentos oriundos do esforço cortante não devem ser desprezados. O presente trabalho busca verificar como os alvéolos influenciam no comportamento da flecha através da comparação dos deslocamentos obtidos, utilizando o software Microsoft Excel, entre vigas de aço com alma cheia e vigas alveolares padrões Litzka, Peiner, Anglo Saxão e Celular. O modelo é uma viga bi apoiada com comprimento de 6, 8, 10 e 12 metros e carregamento uniformemente distribuído que varia, para cada comprimento, devido a alteração da distância entre vigas com 2, 2,5 e 3 metros. Os resultados alcançados apontam que as vigas alveolares originadas por um perfil de alma cheia apresentam deslocamentos menores, sendo as vigas celulares as que possuem menor rendimento. Portanto, um perfil alveolar em qualquer um dos padrões analisados, apresenta uma rigidez ao deslocamento vertical maior que o perfil original em alma cheia.

Palavras-chave: Dimensionamento; Vigas Alveolares; Vigas de Alma Cheia; Deslocamento

COMPARATIVE STUDY OF VERTICAL DISPLACEMENTS BETWEEN STEEL BEAM WITH FULL SECTION AND WEB OPENING BEAM

Abstract

The vertical deflection arising from applied loads in steel beams are important factors in the structural design of these elements. Differently from the full section steel beam, witch the design is based on the bending moment, for the open web beams it is important bending moment and shear stress. This article investigates how the openings change the bending processes in the Castelled beams; through a model created using the Microsoft Office® that compares the vertical deflection in a beam profile without web openings with beams Castelled in the Litzka, Peiner, AngloSaxon and Cellular patterns. The model consist of a simply supported beam with sizes between 6 and 12meters and vertical loads uniformly distributed varying according with the distance between tow beams, as 2, 2.5 and 3 meters. The results shows that the web opening beams presents a vertical deflection lower than the original full section beam. Therefore, in the case of the vertical deflection, the web opening beams shows a better stiffness comparing with the original beams without openings, with higher performance of service.

Keywords: Steel Beam; Web Opening Beam; Vertical Deflection; Dimensioning

---

[1] Bacharelado em Ciência e Tecnologia, Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri – UFVJM, Teófilo Otoni, Minas Gerais Brasil. Bacharelado em Engenharia Civil, Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri – UFVJM, Teófilo Otoni, Minas Gerais, Brasil.
[2] Bacharelado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa – UFV, Viçosa, Minas Gerais, Brasil. Pós Graduada em Engenharia de Estruturas e em Docência no Ensino Superior, Universidade Presidente Antônio Carlos – UNIPAC, Teófilo Otoni, Minas Gerais, Brasil.
[3] Doutorado em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Professor Adjunto, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

As vigas alveolares são assim chamadas por possuírem aberturas (alvéolos) sequenciais em sua alma, podendo também, ser encontradas na literatura pela definição de vigas de alma expandida. São obtidas a partir de um corte longitudinal em perfis tipo I de alma cheia no qual as partes resultantes são transladadas uma em relação à outra e soldadas. O resultado é um perfil com aberturas sucessivas e novas propriedades geométricas, destacando-se o aumento da inércia em relação à seção transversal de origem.

Seu surgimento se deu pela limitação dos perfis laminados usualmente produzidos e a necessidade de utilizar perfis metálicos mais leves e que, ao mesmo tempo atendessem a critérios de resistência às solicitações impostas e garantisse uma maior rigidez à flexão quando comparado aos perfis de alma cheia com o mesmo peso.

Dois são os tipos de vigas alveolares: vigas celulares, de aberturas circulares e vigas casteladas, as quais apresentam alvéolos hexagonais ou octogonais na presença de chapa expansora, sendo os padrões mais comuns Litzka, Peiner e Anglo-Saxão.

Dentre os aspectos positivos do uso dessa solução estrutural, está a possibilidade de vencer grandes vãos quando comprados aos perfis tradicionais, pois apresentam elevada resistência em decorrência do aumento da altura da seção transversal do perfil sem aumento do peso. Além disso, há redução do espaço estrutural, pois facilitam a passagem de dutos entre suas aberturas, e ainda pode-se trabalhar a questão estética na concepção de projetos arquitetônicos, explorando os alvéolos ao longo da viga.

Assim sendo, considerando o possível crescimento do uso de vigas alveolares na construção, são necessários estudos na área para que o aumento de resultados favoreça sua aplicação. Nesse contexto, o presente trabalho teve como objetivo a comparação entre vigas de alma cheia e vigas alveolares, sejam elas casteladas nos padrões Litzka, Peiner e Anglo-Saxão e celulares, com ênfase no ganho de rendimento em relação à flecha.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para maior conhecimento sobre o tema foi feita uma pesquisa bibliográfica detalhada e contínua. Em seguida foram descritos os critérios de dimensionamento propostos pelas formulações da ABNT NBR 8800:2008 [1] para as vigas de alma cheia e através de formulações teóricas propostas por Veríssimo [2], Silveira [3] e Lubke [4], para as vigas alveolares padrão Litzka, Peiner, Anglo-Saxão e Celular.

A partir destes critérios, foram desenvolvidas as rotinas de cálculo. A automação do procedimento foi realizada com o auxílio do *software Microsoft Excel®*, onde foram dispostos todos os dados e cálculos utilizados para a análise. Para a etapa dimensionamento, foi sistematizado um procedimento de análise de dados que busca abranger um maior número possível de situações em que as vigas possam estar submetidas. Alguns parâmetros foram fixados, como o tipo de perfil utilizado, as ações atuantes e as características dos apoios das vigas; enquanto outros parâmetros foram alterados para cada análise, como a tipologia do perfil e o tamanho do vão.

Por fim, foi feita análise comparativa entre os deslocamentos e conclusões pertinentes. A seguir estão explicitados os parâmetros utilizados no trabalho, além dos métodos de dimensionamento.

2.1 Cálculos dos parâmetros geométricos das vigas alveolares

As notações usadas neste trabalho estão descritos a seguir:

A_e Área equivalente de uma viga alveolar
A_t Área da seção transversal de um tê
a_o Comprimento do alvéolo na altura média da viga
b Projeção horizontal do lado inclinado do alvéolo
b_f Largura da mesa
b_w Trecho reto do alvéolo ou comprimento do montante de alma na altura média
d Altura total de um perfil de alma cheia
D_o Diâmetro do alvéolo
d_g Altura total da seção expandida
E Módulo de elasticidade (tomado igual a 200000 MPa)
f_{lim} Deslocamento limite
f_t Deslocamento total
f_m Parcela do deslocamento devido à flexão
f_v Parcela do deslocamento devido ao cisalhamento
G Módulo de elasticidade transversal (tomado igual a 77000 MPa)
h_o Altura do alvéolo
h_{exp} Altura do lado inclinado em aberturas hexagonais ou octogonais
h_t Altura total do cordão ou tê
I Momento de inércia
I_t Momento de inércia do tê em relação ao centro de gravidade
I_e Inércia equivalente
k Razão de expansão
L Vão da viga
p Passo – distância entre centro de alvéolos adjacente ou centro de montantes adjacentes
q Ação distribuída atuante
t_w Espessura da alma do perfil original
t_f Espessura da mesa do perfil original
$\bar{y}$ Posição do centro de gravidade do tê
y_o Distância do centro de gravidade do tê ao centro da viga
y_a Distância do centro de gravidade do tê à borda superior do alvéolo
α Ângulo interno do alvéolo com a horizontal

Em função do traçado do corte das vigas alveolares, podem resultar diversos padrões de castelação. Os mais comuns são padrão Litzka, Peiner, Anglo-Saxão e Celular, sendo cada um deles definido por um conjunto de relações geométricas entre seus elementos apresentas na Tabela 01. A simbologia usada nesse trabalho é ilustrada figura 01 e 02, respectivamente para as vigas casteladas e para as celulares. É apresentada a simbologia usada neste trabalho. Para as vigas celulares, não há uma relação fixa entre a largura do montante e o diâmetro do alvéolo. Assim sendo, diferentemente das vigas casteladas, há maior flexibilidade de espaçamento entre os alvéolos, gerando maior liberdade de projeto. Neste trabalho considerou-se que a relação η (p/D_0) é 1,5, sendo D_0 igual a 0,8d_g.

Figura 01 – Viga alveolar castelada

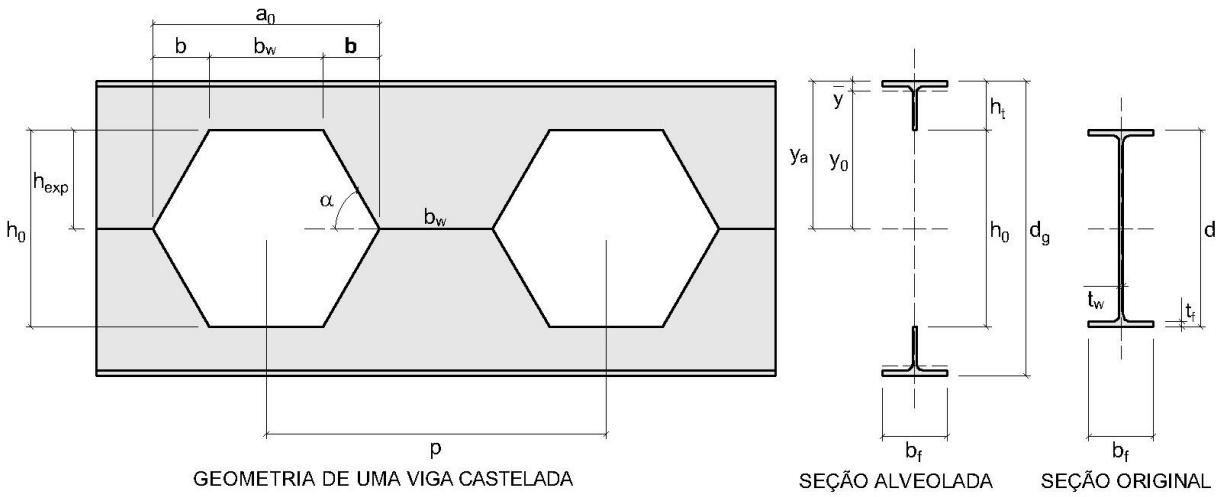


Figura 02 – Viga alveolar celular

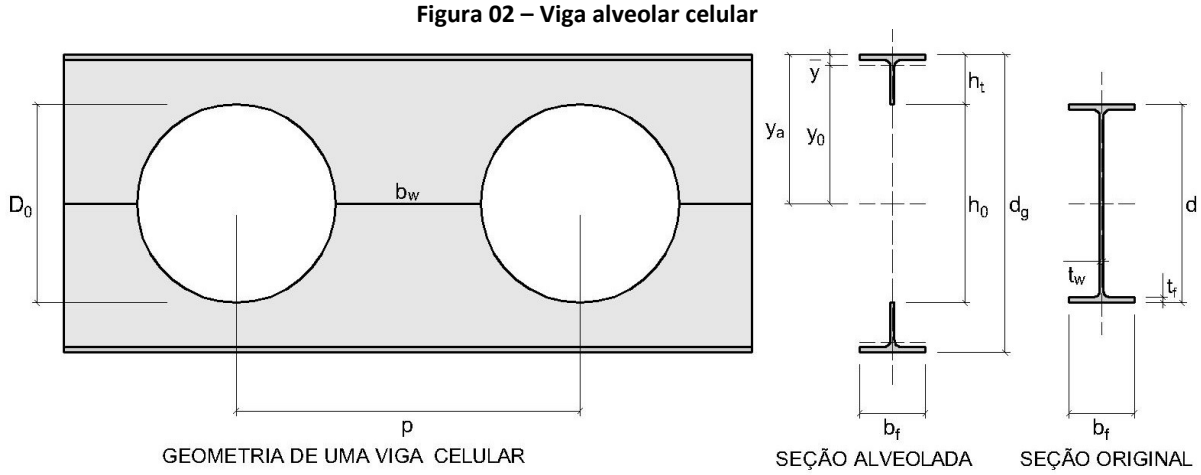


Tabela 01 – Relações geométricas das vigas alveolares

	Litzka	Peiner	Anglo Saxão	Celular
p	$1{,}7321d$ $3b_w$ Dividido em seis partes iguais	$1{,}5d$ $3b_w$ Dividido em seis partes iguais	$1{,}08d$ - $4{,}312\ b_w$	1,08 a 1,50 D_0
b_w	$0{,}5774d$	$0{,}5d$	$0{,}25d$	p - D_0
a_o	$1{,}1548d$ - $2b_w$	d - $2b_w$	$0{,}83d$	-
b	$b_w/2$	$b_w/2$	$0{,}29d$ - $1{,}156\ b_w$	-
α	60°	63,4°	60°	-
D_o	-	-	-	0,57 a 0,80 d_g

A formulação para cálculo das propriedades geométricas está definida na Tabela 02. Observa-se que se a razão de expansão é igual a 1,5 a altura do alvéolo é igual à altura do perfil de origem.

Tabela 02 – Equações para o cálculo dos parâmetros das vigas alveolares

$$k = \frac{d_g}{d}$$	(01)
$$d_g = kd$$	(02)
$$h_{exp} = \frac{d_g}{2} - h_t = \frac{h_0}{2}$$	(03)
$$h_o = 2[d(k-1)]$$	(04)
$$h_t = \frac{d_g - h_0}{2}$$	(05)
$$\bar{y} = \frac{b_f t_f^2 + h_t^2 t_w - t_f^2 t_w}{2(b_f t_f + h_t t_w - t_f t_w)}$$	(06)
$$I_t = \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\bar{y} - \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{t_w (h_t - t_f)^3}{12} + t_w (h_t - t_f)\left(\bar{y} - \frac{h_t + t_f}{2}\right)^2$$	(07)
$$A_t = b_f t_f + (h_t - t_f) t_w$$	(08)
$$y_a = h_t - \bar{y}$$	(09)

2.2 Parâmetros adotados nas formulações

Para as análises presentes neste trabalho, alguns parâmetros foram pré-definidos. Segundo Silveira [3], perfis soldados podem ter aberturas feitas diretamente na alma e possuir comportamento semelhante aos alveolares, sendo que estes podem ser feitos a partir de perfis laminados ou soldados. Os perfis analisados serão originados por perfis laminados Gerdau® duplamente simétricos fabricados em aço ASTM A572 Grau 50.

A condição de contorno estabelecida para o dimensionamento foi a de uma viga bi apoiada, com um apoio em cada extremidade, sendo um apoio de primeiro gênero e um apoio de segundo gênero, conferindo à estrutura uma característica isostática considerada ideal para os cálculos.

Uma laje em *Steel Deck* foi considerada sobre as vigas, influenciando no carregamento apresentado no tópico seguinte. Será do tipo MF75 – *METFORM* [6] com 14 cm de altura, sistema de apoio duplo. Optou-se pelo uso de conectores de cisalhamento para que haja travamento contínuo ao longo do comprimento para a flambagem lateral com torção (FLT), não sendo considerado o comportamento misto. Segundo Fakury *et al.* [7], a presença dos conectores fazem com que a viga tenha

um comprimento destravado nulo e consequentemente a viga sempre conseguirá atingir o momento de plastificação para este tipo de verificação.

Para determinar a razão de expansão (relação entre a altura do perfil expandido e a altura do perfil original) observou-se a análise que Oliveira [8] fez sobre o programa experimental proposto por Toprac e Cooke (1957). Os resultados indicaram que o momento resistente aumenta com o aumento da expansão da alma da viga, sendo crescente até o valor de aproximadamente 1,5. Para vigas celulares Oliveira [8] define uma faixa entre 1,3 e 1,6. Como diversos autores de trabalhos experimentais e numéricos têm utilizado a razão de expansão de 1,5, este será o valor adotado.

Para as vigas celulares, a abertura do alvéolo foi considerada como sendo 0,8 da altura do perfil original. Para o parâmetro de escolha da altura do perfil que originará a viga alveolar, adotou-se altura correspondente ao vão da viga dividido por vinte (L/20).

2.2.1 Levantamento das ações

O peso próprio da laje foi determinado considerando concreto armado de densidade normal (2.500 kg/m³).Os valores referentes ao peso próprio da viga vêm do peso dos perfis de aço adotados em cada situação. Para vãos de 6 m e 8 m o valor do peso próprio adotado foi de 50 kg/m, e para vãos de 10 m e 12 m, que exigem perfis mais altos, foi considerado um peso próprio de 100 kg/m.

Em relação ao tipo de sobrecarga atuante, considerou-se edifício do tipo comercial (galeria de lojas).As ações tipo G referem-se a ações permanentes, enquanto o tipo Q as ações acidentais. Assim sendo, resultam as seguintes:

- G1 = 0,50 kN/m (peso próprio das vigas de 6 e 8 m);
- G2 = 1,00 kN/m (peso próprio das vigas de 10 e 12 m);
- G3 = 1,00 kN/m² (revestimento do piso);
- G4 = 2,50kN/m² (peso próprio da laje);
- Q1 = 3,00 kN/m² (sobrecarga de utilização conforme ABNT NBR 6120:1980 – Tabela 2 – Item17).

O fabricante disponibiliza tabela de cargas com os vãos máximos sem escoramentos. Considerando a situação hipotética deste projeto de vão duplo e laje mista com espessura de 14 cm para o MF75 – *METFORM* [6],são obtidos os valores apresentados na Tabela 03. O vão máximo da laje para que não haja a utilização de escoramento em decorrência do carregamento é de 3100 mm. Optou-se por trabalhar com três vãos: um vão máximo de 3000 mm, vão intermediário de 2500 mm e vão mínimo de 2000 mm e para todos os vãos foi feita uma verificação da utilização ou não de escoramento para a laje.

Tabela 03 - Relação Vão máximo x Sobrecarga máxima

Altura total da laje (mm)	Espessura do *Steel Deck* (mm)	Vão máximo sem escoramento para apoio duplo (mm)	Peso Próprio (kN/m²)	Vão da laje mista (mm)		
				2000	2500	3000
140	0,80	3100	2,50	Sobrecarga sobreposta máxima (kN/m²)		
				13,16	7,54	4,48

Fonte: METFORM [6], 2016 adaptado.

As sobrecargas máximas suportadas são apresentadas já considerando o peso próprio do *Steel Deck* e do concreto fresco, além de uma sobrecarga de construção. Assim sendo, para verificação da necessidade de escoramento são incluídas as ações devido ao peso próprio do revestimento e a sobrecarga de utilização, logo:

$$G_3 + Q_1 = 1{,}00\ kN/m^2 + 3{,}00\ kN/m^2 = 4{,}00\ kN/m^2 \quad (10)$$

Nota-se que o valor encontrado de 4 kN/m² é inferior aos valores apresentados na Tabela 03. Logo, não será necessária a utilização de escoramento da laje para qualquer uma das situações adotadas.

2.2.2 Combinações de ações

Por se tratar de uma edificação do tipo comercial, de acordo com as diretrizes apresentadas na ABNT NBR 8800:2008, para análise do estado limite de serviço de deslocamentos excessivos devem ser consideradas as combinações quase permanentes. Neste caso, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes, ou seja, reduzidos pelo coeficiente de redução (ψ_2), tomado igual a 0,4.Para vigas de 6 m e 8 m e vão do Steel Deck de 2 m, a ação atuante usando a combinação de ações se torna:

$$C = G_1 + [(G_3+G_4) + 0{,}4Q_1]*\text{vão do steel deck}$$
$$C = 0{,}50 + [(1{,}00+2{,}50) + 0{,}4*3{,}00]*2 = 9{,}90\ \text{kN/m} \quad (11)$$

Mediante raciocínio análogo, são encontrados os valores apresentados na Tabela 04.

Tabela 04 - Valor da ação atuante em função do vão do Steel Deck para ELS

Vão Steel Deck (m)	2,00	2,50	3,00
		Ação Atuante (kN/m)	
Vigas com vãos de 6 e 8 m	9,90	12,25	14,60
Vigas com vãos de 10 e 12 m	10,40	12,75	15,10

Para a análise em questão, será desconsiderada a contribuição da laje na resistência da viga, pois o objetivo deste trabalho é investigar o comportamento desta última. Segundo Alminhana [5] "Sabe-se que a desconsideração do dimensionamento das vigas metálicas como mistas pode ser feita apenas para fins acadêmicos, em situações reais de projeto deve-se fazer com que a laje e viga metálica funcionem conjuntamente, visto o maior desempenho que há nessa condição".

2.3 Verificação do estado limite de serviço de deslocamento excessivo

A condição necessária para o dimensionamento satisfatório é expressa pela equação 12. Quanto ao limite a recomendação a ser seguida será a mesma para todos os tipos de viga analisados conforme estabelecido no anexo C da ABNT NBR 8800:2008 para vigas de piso.

$$f_{lim} = \frac{L}{350} \geqslant f_t \quad (12)$$

2.3.1 Vigas de alma cheia em perfis I

Para vigas bi apoiadas com carregamento distribuído o deslocamento é dado por:

$$f_t = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI} \tag{13}$$

2.3.2Vigas casteladas alveolares e celulares

O deslocamento do perfil castelado é calculado a partir da inércia equivalente e área equivalente, dadas pelas expressões apresentadas na tabela 05. Os parâmetros são definidos como:

Tabela 05 – Equações para o cálculo do deslocamento em vigas casteladas

Padrão	Equação	
	I_e **inércia equivalente**	
Litzka e Peiner	$I_e = 2(A_t y_0^2 + I_t) + t_w\left(\frac{11}{36}h_{exp}^3 + \frac{4}{9}h_p h_{exp}^2 + \frac{5}{24}h_p^2 h_{exp} + \frac{h_p^3}{36}\right)$	(14)
Anglo Saxão	$I_e = 2(A_t y_0^2 + I_t) + t_w\left(\frac{187}{648}h_{exp}^3 + \frac{133}{324}h_p h_{exp}^2 + \frac{79}{432}h_p^2 h_{exp} + \frac{25}{1296}h_p^3\right)$	(15)
Celulares	$I_e = 2(A_t y_0^2 + I_t) + \frac{t_w D_o^3}{48}\left(2{,}5 - \frac{1}{\eta}\right)$	(16)
	$\eta = \frac{p}{Do}$	(17)
	$\mathbf{A_e}$ **área equivalente de uma viga alveolar**	
Todos	$\frac{1}{A_e} = \frac{54}{t_w y_o^2 p^2}\frac{G}{E}\left[0{,}20h_{exp}^3 + 0{,}375h_{exp}h_p\left(h_{exp} + 0{,}75h_p\right) + 0{,}215h_p^3\right] + \frac{0{,}60}{t_w y_o^2}\left(2{,}08h_{exp} + 1{,}5h_p\right) + \frac{p^2}{648I_t}\frac{G}{E} + \frac{2t_w y_a^2}{45I_t^2}$	(18)
	$\mathbf{f_t}$ **deslocamento total**	
Todos	$f_t = f_M + f_V$	(19)
	$f_M = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e}$	(20)
	$f_V = \frac{qL^2}{8GA_e}$	(21)

2.4 Procedimentos de análise

Cada série de perfis I tem altura aproximadamente igual, mas existem vários perfis classificados conforme o aumento de sua massa linear e propriedades geométricas da seção transversal. Por isso optou-se por analisar apenas o perfil de menor peso de cada série para o qual o dimensionamento fosse satisfatório. Este perfil era analisando como perfil laminado de alma cheia e posteriormente analisado o perfil alveolar que surge a partir dele.

Foram criados 12 grupos de análise divididos de acordo com o comprimento da viga e com o vão de influência da laje Steel Deck, conforme apresentado na tabela 06. Por exemplo, o grupo 01 abrange as vigas de comprimento igual a seis metros suportando uma laje Steel Deck com largura de influência de dois metros. A ação considerada pelo conjunto do grupo foi de 9,9 kN/m para a combinação de serviço e de acordo com a relação h = L/20, a altura desejável para o grupo deve ser de aproximadamente 300 mm. Os perfis mais leves de cada série a resistir às ações solicitantes foram escolhidos para serem analisadas em cada um dos padrões alveolares e para alma cheia. Para este caso foram escolhidos perfis das séries W310x28,3, W360x32,9 e W410x38,3.

Tabela 06 - Grupos de análise

Grupo	Vão da viga (m)	Vão *steel deck* (m)	Ação (kN/m)		Perfil
			ELU	ELS	
1	6	2,0	20,0	9,9	W310 x 28,3
1	6	2,0	20,0	9,9	W360 x 32,9
1	6	2,0	20,0	9,9	W410 x 38,8
2	6	2,5	24,9	12,25	W310 x 32,7
2	6	2,5	24,9	12,25	W360 x 32,9
2	6	2,5	24,9	12,25	W410 x 38,8
3	6	3,0	29,6	14,6	W310 x 38,7
3	6	3,0	29,6	14,6	W360 x 32,9
3	6	3,0	29,6	14,6	W410 x 38,8
4	8	2,0	20,0	9,9	W410 x 38,8
4	8	2,0	20,0	9,9	W460 x 52,0
4	8	2,0	20,0	9,9	W530 x 66,0
5	8	2,5	24,9	12,25	W410 x 46,1
5	8	2,5	24,9	12,25	W460 x 52,0
5	8	2,5	24,9	12,25	W530 x 66,0
6	8	3,0	29,6	14,6	W410 x 53,0
6	8	3,0	29,6	14,6	W460 x 52,0
6	8	3,0	29,6	14,6	W530 x 38,0
7	10	2,0	9,9	10,4	W530 x 66,0
7	10	2,0	9,9	10,4	W610 x 101,0
7	10	2,0	9,9	10,4	W610 x 174,0
8	10	2,5	12,25	12,75	W530 x 66,0
8	10	2,5	12,25	12,75	W610 x 101,0
8	10	2,5	12,25	12,75	W610 x 174,0
9	10	3,0	14,6	15,10	W530 x 66,0
9	10	3,0	14,6	15,10	W610 x 101,0

Grupo	Vão da viga (m)	Vão *steel deck* (m)	Ação (kN/m)		Perfil
			ELU	ELS	
9	10	3,0	14,6	15,10	W610 x 174,0
10	12	2,0	9,9	10,4	W610 x 101,0
10	12	2,0	9,9	10,4	W610 x 155,0
10	12	2,0	9,9	10,4	W610 x 174,0
11	12	2,5	12,25	12,75	W610 x 101,0
11	12	2,5	12,25	12,75	W610 x 155,0
11	12	2,5	12,25	12,75	W610 x 174,0
12	12	3,0	14,6	15,10	W610 x 101,0
12	12	3,0	14,6	15,10	W610 x 155,0
12	12	3,0	14,6	15,10	W610 x 174,0

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A planilha elaborada no *Microsoft Excel*® permitiu levantar uma gama de resultados, os obtidos para o Grupo 01 referente aos valores das flechas para perfis alveolares e de alma cheia com vão de 6 m e *Steel Deck* de 2 m estão apresentados na tabela 07.

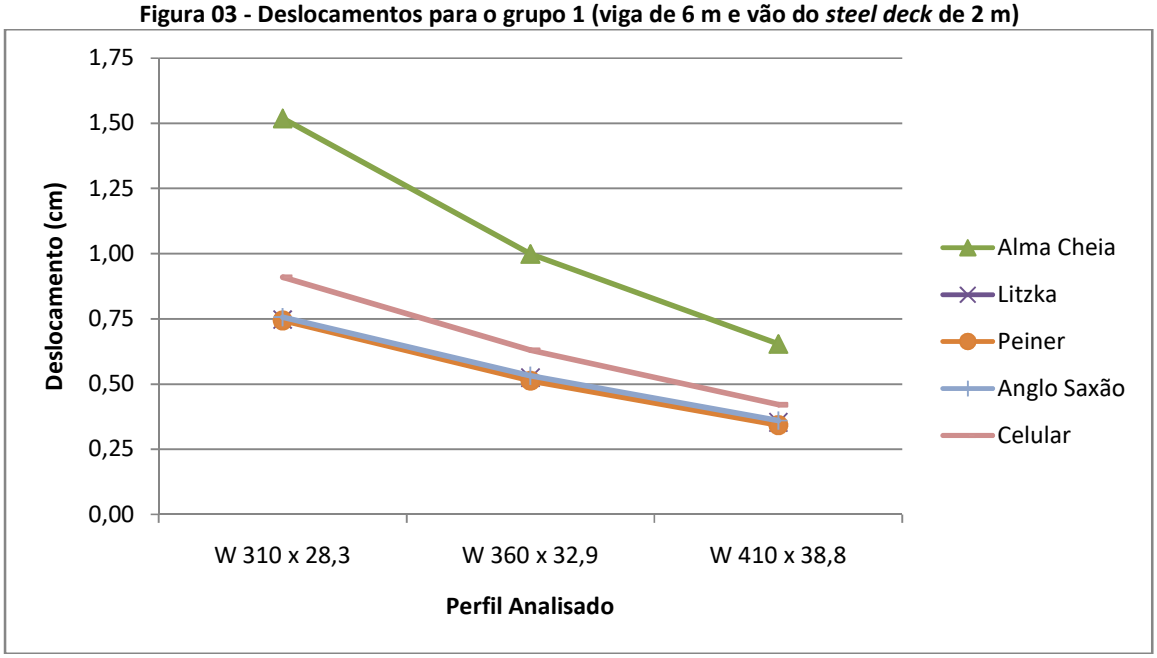
Tabela 07 – Deslocamentos para o grupo 1 (viga de 6 m e vão do steel deck de 2 m)

Perfil Usado	Tipo de Viga	Valores de obtidos para flechas					
		f_M [cm]	%do total referente a f_M	f_V [cm]	% do total referente a f_V	f_{total} [cm]	% de diminuição da flecha
W 310 x 28,3	Alma cheia	1,52	1,00	0,00	0,00	1,52	-
	Litzka	0,64	0,86	0,11	0,14	0,75	50,81%
	Peiner	0,67	0,90	0,07	0,10	0,74	51,00%
	Anglo Saxão	0,64	0,85	0,11	0,15	0,76	50,21%
	Celular	0,81	0,89	0,10	0,11	0,91	40,14%
W 360 x 32,9	Alma cheia	1,00	1,00	0,00	0,00	1,00	-
	Litzka	0,43	0,82	0,10	0,18	0,52	47,54%
	Peiner	0,45	0,87	0,07	0,13	0,51	48,67%
	Anglo Saxão	0,43	0,81	0,10	0,19	0,53	46,73%
	Celular	0,54	0,86	0,09	0,14	0,63	37,00%
W 410 x 38,8	Alma cheia	0,65	1,00	0,00	0,00	0,65	-
	Litzka	0,28	0,79	0,08	0,21	0,35	45,93%
	Peiner	0,29	0,85	0,05	0,15	0,34	47,60%
	Anglo Saxão	0,28	0,78	0,08	0,22	0,36	44,97%
	Celular	0,35	0,84	0,07	0,16	0,42	35,61%

Percebe-se um ganho significativo em relação à flecha através de redução considerável dos valores do deslocamento dos padrões alveolares se comparados a viga de alma cheia que lhes deu origem. Em relação à flecha do perfil de alma cheia a redução do deslocamento é de 35,61% a 51,00%, ou seja, o deslocamento pode reduzir pela metade.

Além disso, apesar de deslocamento devido à flexão ser superior a parcela do deslocamento devido ao cisalhamento, este segundo possui uma parcela significativa que não poderá ser desprezada. Os perfis com alvéolos circulares também apresentaram melhora nos resultados da flecha, porém em porcentagens menores que os perfis castelados, conforme pode ser observado na Figura 03. Em seu trabalho, Alminhana [5], também verificou a redução do deslocamento experimentada pelas vigas padrão Litzka quando comparadas aos perfis de alma cheia.

Figura 03 - Deslocamentos para o grupo 1 (viga de 6 m e vão do *steel deck* de 2 m)



Na situação anterior foi apresentado o resultado para três perfis para cada grupo. Analisando apenas o perfil mais leve da série que atende as verificações obtêm-se os dados apresentados na tabela 08. Através destes dados é possível traçar gráficos para analisar o comportamento de cada padrão à medida que o vão aumentava, considerando o mesmo carregamento (mesmo vão de steel deck), conforme apresentado nas figuras 04, 05 e 06.

Tabela 8 – Deslocamentos obtidos para o perfil mais leve de cada grupo

Grupo	Vão da viga	Vão do steel deck	Perfil	Flecha Calculada (cm)					Flecha Limite (cm)
				Alma Cheia	Litzka	Peiner	Anglo Saxão	Celular	
1	6 m	2,0 m	W310x28,3	1,52	0,75	0,74	0,76	0,91	1,71
2	6 m	2,5 m	W310x32,7	1,57	0,78	0,77	0,79	0,95	1,71
3	6 m	3,0 m	W310x38,7	1,44	0,77	0,74	0,79	0,92	1,71
4	8 m	2,0 m	W410x38,8	2,07	1,01	1,01	1,03	1,24	2,29
5	8 m	2,5 m	W410x46,1	2,08	1,03	1,02	1,05	1,25	2,29
6	8 m	3,0 m	W410x53,0	2,08	1,05	1,03	1,07	1,27	2,29
7	10 m	2,0 m	W530x66,0	1,94	0,93	0,93	0,94	1,13	2,86
8	10 m	2,5 m	W530x66,0	2,37	1,14	1,14	1,15	1,39	2,86
9	10 m	3,0 m	W530x66,0	2,81	1,35	1,35	1,36	1,64	2,86
10	12 m	2,0 m	W610x101,0	1,82	0,9	0,89	0,91	1,09	3,43
11	12 m	2,5 m	W610x101,0	2,24	1,1	1,09	1,11	1,34	3,43
12	12 m	3,0 m	W610x101,0	2,65	1,3	1,29	1,32	1,58	3,43

Figura 04 - Deslocamentos obtidos para o vão do *steel deck* de 2,0m

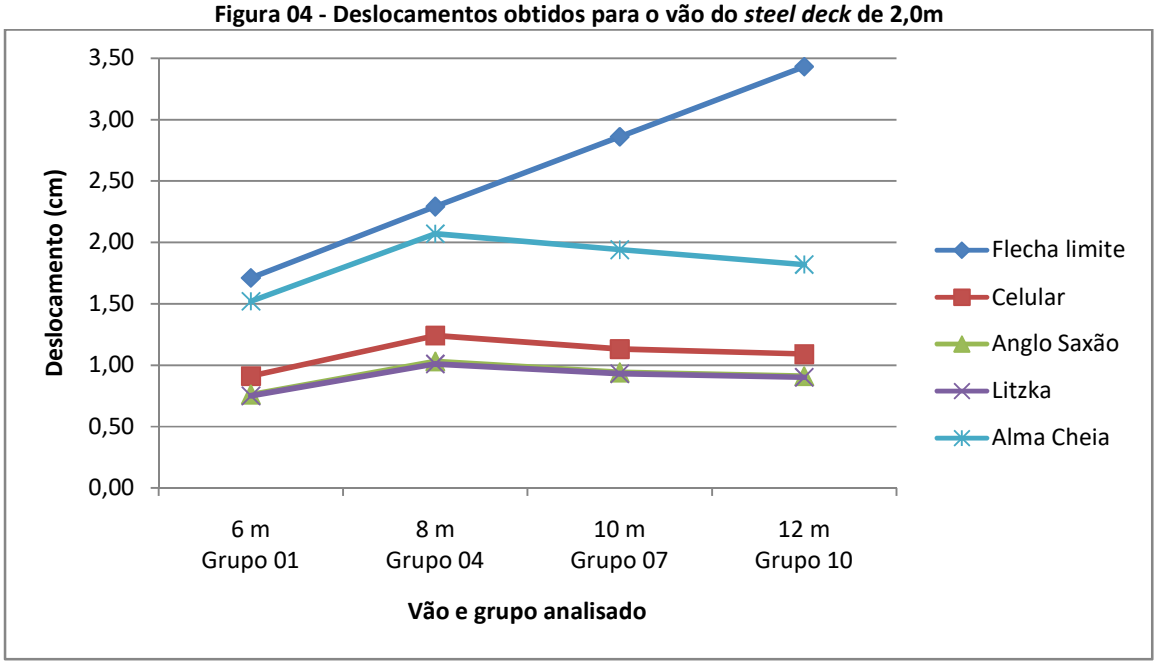


Figura 05 - Deslocamentos obtidos para o vão do *steel deck* de 2,5m

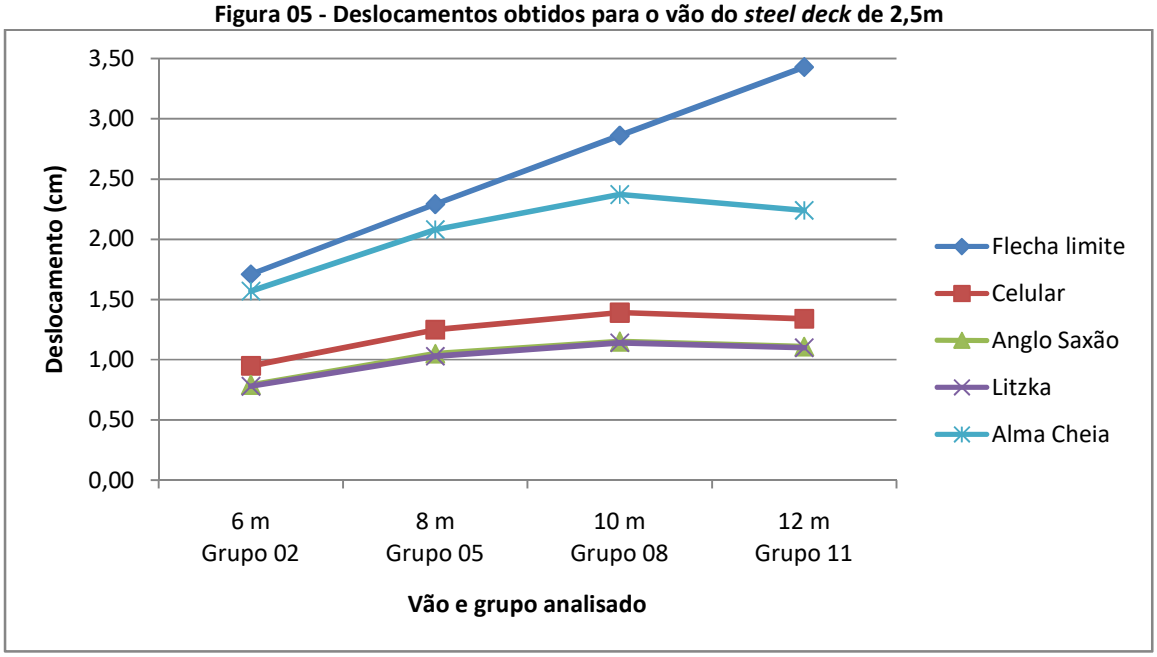
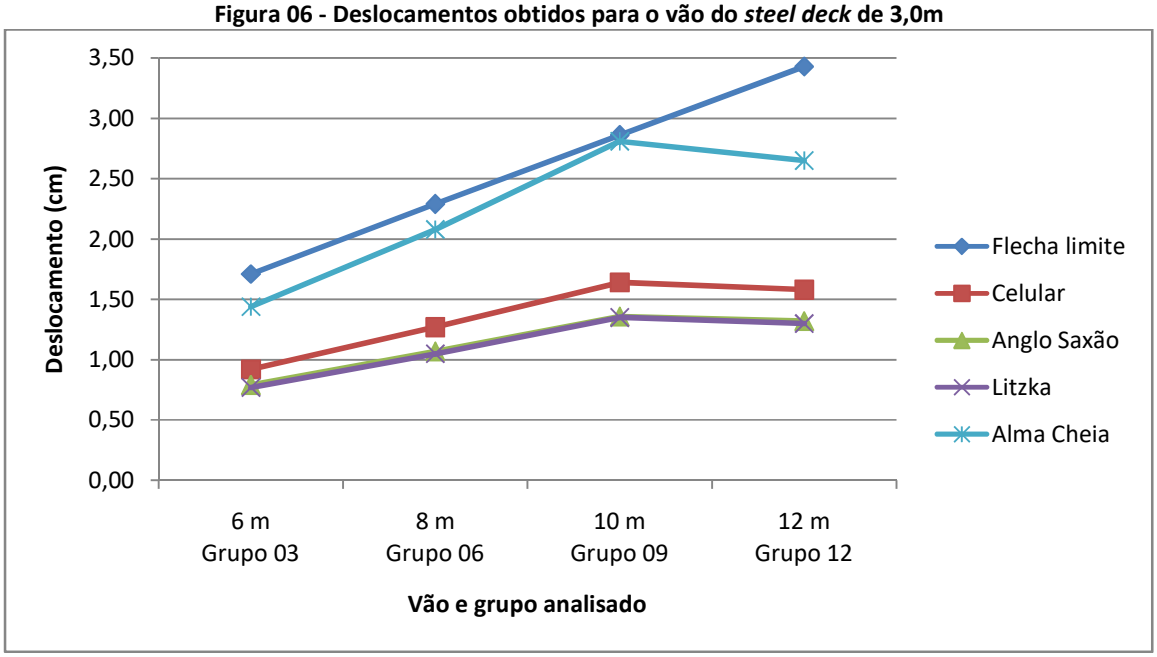


Figura 06 - Deslocamentos obtidos para o vão do *steel deck* de 3,0m



Pela análise dos gráficos é possível observar o ganho em rigidez das vigas alveolares quando comparadas à viga de alma cheia, o que lhes garante menor deslocamento. Nota-se também que a viga do tipo padrão celular é, entre as alveolares, a que apresenta um menor rendimento se aproximando mais dos resultados das vigas em alma cheia.

4 CONCLUSÃO

Partindo do objetivo do presente trabalho, que consiste na comparação de rendimento entre vigas de alma cheia e vigas alveolares, foi realizado uma abordagem dos parâmetros necessários para os cálculos e a elaboração de uma planilha onde foi possível obter resultados de dimensionamentos para ambas as vigas.

Conclui-seque os deslocamentos reduzem consideravelmente nos perfis alveolares, podendo esse fator atribuído principalmente ao ganho de inércia com a expansão da alma da viga de origem (viga de alma cheia). Dentre as vigas alveolares, as celulares são aquelas cuja diminuição da flecha é menos significativa. Apesar destes resultados vantajosos o uso das vigas alveolares ainda é pouco difundido, seja por questões de custo ou motivos culturais.

É importante perceber que o deslocamento devido ao cisalhamento passa a ser significativo no caso das vigas alveolares, não podendo ser desprezado.

Sendo respeitadas as resistências máximas inerentes aos diversos modos de colapso, para solicitações baixas, o deslocamento máximo admissível passa a ser o critério principal de escolha do perfil a ser utilizado. Nesse contexto, as vigas alveolares ganham destaque por apresentarem vantagens em relação a sua progenitora, fornecendo menos deslocamentos por consequência do ganho de inércia.

Nas análises desenvolvidas neste trabalho, não foi considerada a atuação conjunta da laje de concreto e a viga de aço. Para estudos futuros sugere-se considerar esta influência, além de fazer o comparativo considerando a presença de chapa expansora.

REFERÊNCIAS

1 ABNT NBR 8800: 2008; **Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2008.

2 VERÍSSIMO, G. S. PAES, J. L. R. FAKURY, R. H. RODRIGUES, F. C. **Estudo de vigas de aço alveolares fabricadas a partir de perfis laminados brasileiros.** 2010. 151f. Relatório de pesquisa. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2010.

3 SILVEIRA, E. G. da. **Avaliação do comportamento de vigas alveolares de aço com ênfase nos modos de colapso por plastificação.** 2011. 156 f. Dissertação (Magister Scientiae) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2011.

4 LUBKE, G. P. **Dimensionamento otimizado de vigas alveolares de aço**. 2017. 203 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2017.

5 ALMINHANA, G. W. **Vigas metálicas alveolares: Análise comparativa com vigas de alma cheia.** 2014. 143f. Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014.

6 METFORM, Catálogo: ***Steel Deck*, a solução definitiva em lajes**. Disponível em:<https://www.aecweb.com.br/cls/catalogos/metform/steel_deck_metform[1].pdf>, Acesso em 26 fev. 2018.

7 FAKURY, R. H. CASTRO E SILVA, A. L. R. CALDAS, R. B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Editora. São Paulo, 2016.

8 OLIVEIRA, L. B. **Procedimentos para definição das características geométricas de vigas alveolares de aço para sistemas de piso e de cobertura.** 2012. 147f. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2012.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

ESTUDO DA EXCENTRICIDADE PARA CONSIDERAÇÃO DO EFEITO DE TORÇÃO EM EDIFÍCIOS ALTOS

Gregório Sandro Vieira[1]
Isabella Duarte Rodrigues da Cunha[2]
Larissa Ramos de Amaral[3]

Resumo

O aumento de edificações altas e muito próximas gera mudanças significantes, do ponto de vista estrutural, na consideração dos esforços causados pela ação do vento, podendo ser efeitos positivos ou negativos, que levam a uma majoração destes mesmos esforços. Dentre os esforços causados, o presente trabalho estuda a torção na base da edificação, produzida pela atuação deslocada do vento em relação ao eixo do mesmo, em especifico tem-se como objetivo a análise da excentricidade para o posicionamento da força de arrasto atuante na edificação. Para essa análise comparou-se o cálculo indicado pelas normas brasileira e neozelandesa, usando dados obtidos por um experimento de túnel de vento em um edifício padronizado, analisando os efeitos com e sem vizinhança, e também com diferentes posicionamentos do edifício vizinho de modo que as fachadas de maiores dimensões ficassem paralelas e que ele estivesse posicionado no limite de consideração proposto pelas normas. Notou-se, o valor de excentricidade adotado no momento da concepção do projeto pode levar a resultados elevados de torção efetiva, não condizentes com a situação real, tais percepções levam a uma sugestão de revisão dos valores propostos por norma.

Palavras-chave: Excentricidade; Vento; Torção; Edifícios.

STUDY OF EXCENTRICITY FOR CONSIDERATION OF THE EFFECT OF TWIST IN HIGH BUILDINGS

Abstract

The increase of high and very close buildings generates significant changes, from the structural point of view, in the consideration of the efforts caused by the action of the wind, and may be positive or negative effects, which lead to an increase of these same efforts. Among the efforts made, the present study studies the torsion in the base of the building, produced by the displaced action of the wind in relation to the axis of the same, in specific one has as objective the analysis of the eccentricity for the positioning of the drag force acting in the building . For this analysis we compared the calculation indicated by the Brazilian and New Zealand standards, using data obtained by a wind tunnel experiment in a standardized building, analyzing the effects with and without neighborhood, and also with different positions of the neighboring building so that the larger facades were parallel and that he was positioned within the limit of consideration proposed by the norms. It was noted that the eccentricity value adopted at the time of project design can lead to high effective torsion results that are not consistent with the actual situation, such perceptions lead one to believe that a revision of the proposed values by norm is required.

Keywords: Eccentricity; Wind; Twist; Buildings.

[1] Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Minas Gerais, Brasil.
[2] Acadêmica, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Minas Gerais, Brasil.
[3] Acadêmica, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

A ocupação do solo com edifícios altos vem se tornando mais recorrente com o passar do tempo, a verticalização das estruturas trás um maior aproveitamento dos terrenos, porém também acompanha a necessidade de um estudo mais aprofundado dos esforços que a edificação estará sujeita. Dentre esses esforços, estão presentes as solicitações oriundas da ação do vento, Blessmann e Riera [5] relataram a forte interferência dos efeitos provenientes do momento de torção que não devem ser negligenciados na construção, baseado na pesquisa de Blessmann [4], o código brasileiro de carga eólica [2] sugeriu que esse momento em um edifício é uma influência desfavorável dos arredores da área urbana.

Para validar a necessidade de estudos nessa área, Ferrareto [7] desenvolveu um estudo sobre a interferência das ações do vento no conforto do morador da edificação e concluiu que no futuro, os usuários devem estar cientes dos movimentos da construção, sendo educados para lidar com isso, garantindo que tais movimentações induzidas pelo vento não afetam sua segurança estrutural. Outros exemplos que consolidam a necessidade do debate sobre o assunto são as produções já realizadas no país sobre o tema, como é o caso de Fontoura [8], que analisou a interferência da vizinhança em edifícios altos, usando o túnel de vento.

No presente trabalho, tem-se como objetivo analisar a torção ocasionada pelo vento, a qual está relacionada diretamente com o cálculo da excentricidade para o posicionamento da força de arrasto atuante na edificação. Primeiramente, fez-se uso de artigos produzidos na área para melhor compreender e aprofundar no tema abordado, como produções para estabelecer essa base teórica usaram-se artigos como o de Vieira [11], que analisando a interferência da vizinhança conclui que a mesma produz a majoração dos esforços além do sugerido pela atual norma brasileira [2]. Além de artigos com o foco no esforço de torção, como se trata em Vieira [10], que analisando esforços de cisalhamento, momento e torção, também constatou a elevação de valores provenientes do efeito de vizinhança.

Para a consideração a ser feita no tema torção devida à ação do vento, existem normas em diversos países que indicam o método de cálculo para a excentricidade, a qual depende da geometria da edificação, quanto mais complexa a forma do edifício mais detalhado será o cálculo, e também se há ou não vizinhança, o que pode acarretar maiores valores. Dentre as normas existentes, trabalhou-se com a norma brasileira [2] e a neozelandesa [3], tendo sido feita uma comparação entre os métodos propostos para a verificação se os valores obtidos estão condizentes com a situação real. Para auxiliar nos cálculos foram utilizados os dados obtidos por Vieira [9] no ensaio de túnel de vento, tendo tido como resultado que para alguns casos os métodos propostos por norma podem levar a valores superiores de torção efetiva que não correspondem ao real, logo, seria viável uma reformulação da mesma.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

De modo a se obter um maior detalhamento do comportamento aerodinâmico das edificações, se faz interessante e é altamente recomendada a utilização de ensaios laboratoriais, para entender de fato como é o efeito do vento nessas construções.

Assim, o Professor Doutor Gregório Sandro Vieira [9], para a sua tese, fez um ensaio em túnel de vento com modelos reduzidos, construídos em escala definida, de modo a se ter uma análise estrutural mais condizente, para que assim pudesse se aproximar do que real ocorre em um edifício. O modelo reduzido do edifício estudado é demonstrado na figura 1 a seguir.

Figura 1 – Modelo reduzido do edifício em estudo (VIEIRA (2016))

Se faz interessante a utilização desses modelos, pois segundo Bortoli [6] a introdução de modelos físicos que reproduzem as características do entorno urbano e das similaridades geométricas são mais confiáveis em questão de demonstrar, em escala reduzida, as condições reais do escoamento. Além de ter por objetivo a criação de um campo de velocidades no túnel de vento que se assemelhe ao que acontece e é medido no real.

Para a análise da edificação em estudo, foi utilizado o túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), mostrado na figura 2 abaixo.

Figura 2 - Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann da UFRGS (VIEIRA (2016))

Foram estabelecidas quatro distâncias entre o eixo da edificação estudada e o limite do edifício vizinho a se considerar. Estes limites foram formados por círculos com diâmetro

baseado na altura da edificação em estudo, sendo esses diâmetros D1, D2, D3 e D4 com seus respectivos valores apresentado na figura 3.

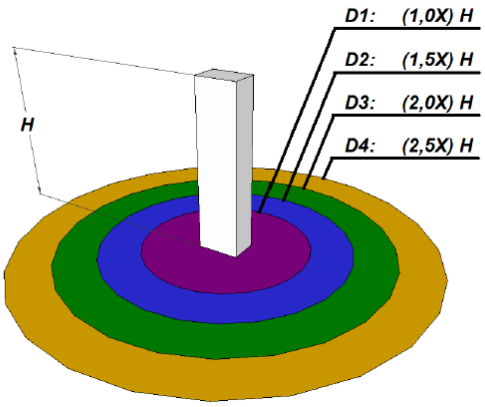


Figura 3 – Limites estabelecidos de acordo com os diâmetros D1, D2, D3 e D4 (VIEIRA (2016))

As distâncias estabelecidas para se estudar o efeito do vento no edifício com vizinhança se fez interessante, pois segundo Alberti [1] edifícios localizados nas proximidades podem interferir de maneira significativa, podendo ser interferências favoráveis e até desfavoráveis, ao gerar o aumento nas pressões experimentadas pelas edificações sob interferência.

O edifício vizinho ficou posicionado frontalmente ao edifício instrumentado de forma que as fachadas com maiores dimensões ficassem paralelas, como demonstrado na figura 4, a seguir.

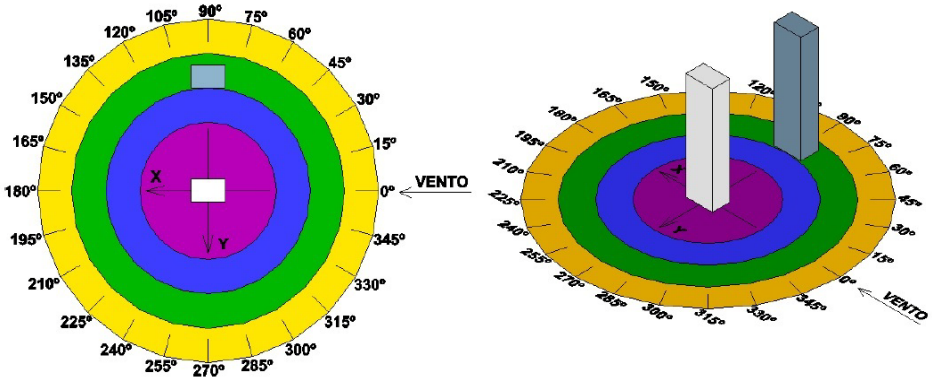


Figura 4 - Vizinhança em planta e em perspectiva respectivamente (VIEIRA (2016))

A partir disso, foi feito o levantamento dos dados adquiridos, por meio dos ensaios no túnel de vento, da edificação isolada e da edificação com o efeito da vizinhança proposta, de acordo com as distâncias D1, D2, D3 e D4.

Para calcular as forças experimentais, Vieira [9] utilizou-se dos valores de pressões encontradas correspondente a cada altura do edifício em estudo. Tal edifício, bem como o edifício vizinho tem as mesmas dimensões, ao qual estão demonstradas na figura 5 abaixo.

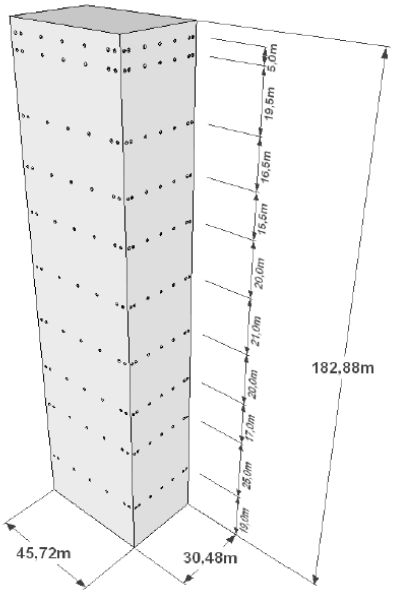


Figura 5 - Distância vertical dos pontos de tomada de pressão e dimensões do edifício de estudo (VIEIRA (2016))

2.1 Norma Brasileira

A partir dos dados encontrados no ensaio e das disposições definidas pela ABNT NBR 6123:1988 [2], foram feitos os cálculos das excentricidades, bem como a partir delas, os das torções limites. Foram utilizados os valores de força de incidência do vento a 180° e a 90° para o edifício isolado e com efeito de vizinhança. Tal valor de força do vento incidida a 180° no edifício foi utilizada, devido à disposição da edificação vizinha afetar do mesmo modo a incidência do vento comparada a 0°.

A força de arrasto "F_a" no edifício isolado e com vizinhança foi encontrada de duas formas, uma a partir dos dados experimentais de pressão nas fachadas adquiridas no ensaio, e outra se utilizando da expressão de cálculo de pressão disposta na ABNT NBR 6123:1988 [2], segundo as características do edifício estudado.

Foram calculadas as pressões em vários pontos da altura do edifício.

O edifício instrumentado foi considerado situado em um terreno plano, devido as suas dimensões verticais e horizontais pertencente à classe C, imerso em uma zona de categoria IV, sendo a velocidade básica do vento V_0 equivalente a 30m/s. Tal edifício sujeito a um vento com perfil potencial de velocidade média com expoente p=0,23. Tais parâmetros definidos a partir da ABNT NBR 6123:1988 [2].

Ademais, o edifício foi considerado imerso no grupo 2, edificações para comércios com alto fator de ocupação, para valores mínimos do fator estatístico S_3.

Para cálculo da força de arrasto utilizou-se a equação 1 a seguir:

$$F_a = C_a q A_e \quad \text{(Equação 1)}$$

Sendo "C_a" o coeficiente de arrasto, "q" a pressão dinâmica na fachada do edifício e "A_e" a área frontal efetiva.

Os valores da força de arrasto teórico e o da adquirida dos dados experimentais foram multiplicados pela excentricidade a 0° e 90°, que de acordo com a ABNT NBR 6123:1988 [2] são calculadas pelas seguintes equações, 2 e 3:

$$e_a = 0{,}075a \quad \text{(Equação 2)}$$

$$e_b = 0{,}075b \quad \text{(Equação 3)}$$

Sendo estas equações utilizadas em caso de edifício isolado.

As excentricidades "e_a" e "e_b" correspondem à direção de maior e menor lado, respectivamente. Tais direções são demonstradas na figura 4 em relação à consideração da incidência do vento a 0° e a 90°.

O valor de "a" refere-se à dimensão de maior lado da edificação instrumentada, enquanto o de "b" a de menor lado.

Já para o caso da presença de um edifício vizinho, o cálculo das excentricidades definidos pela ABNT NBR 6123:1988 [2] são demonstradas pelas expressões 4 e 5:

$$e_a = 0{,}15a \quad \text{(Equação 4)}$$

$$e_b = 0{,}15b \quad \text{(Equação 5)}$$

Assim, a partir de multiplicada a força de arrasto teórica para a angulação de 0° e 90° com as excentricidades correspondentes, encontrou-se os valores das torções limites, sendo essas as maiores torções que podem afetar o edifício em estudo, segundo os cálculos feitos por meio da ABNT NBR 6123:1988 [2].

Ademais, foram calculadas também as torções limites por meio dos valores das forças de arrasto adquiridas experimentalmente, de modo a utilizarem como valores de excentricidade as encontradas pela norma brasileira.

Mediante a isso, a partir do maior valor de torção calculado para cada caso, pôde-se definir os limites positivo e negativo de torção correspondentes, tanto para o edifício isolado quanto para o com vizinhança D1, D2, D3 e D4.

Como o valor de excentricidade segundo a norma depende apenas das dimensões do edifício, essa não sofre alteração quando há uma mudança na distância do edifício vizinho em relação ao de estudo. Assim, o que afetou nos valores adquiridos de torção limites, para cada tipo de vizinhança, D1, D2, D3 e D4, foi a força de arrasto correspondente, obtida a partir dos dados

experimentais, pois como as variáveis da força de arrasto calculada pela norma também não dependem da distância de um edifício a outro, esses valores foram equivalentes entre si.

Esses dados foram passados para gráficos o qual foi comparado esses limites de torção com as torções efetivas nas edificações encontradas por meio do experimento.

2.2 Norma Neozelandesa

Como forma de estudo e comparação calculou-se os valores de torções limites por meio também da Norma Neozelandesa [3], de modo a se observar, entre as duas normas descritas, a que mais se aproxima dos valores reais de torção, obtidos por meio do ensaio no túnel de vento.

Para cálculo das excentricidades, de 0° e 90°, foram utilizadas as expressões 6 e 7 definidas na Norma Neozelandesa [3]:

$$e_a = 0{,}2a \qquad \text{(Equação 6)}$$

$$e_b = 0{,}2b \qquad \text{(Equação 7)}$$

Como na Norma brasileira [2], as excentricidades "e_a" e "e_b" correspondem à direção de maior e menor lado, respectivamente.

Sendo essas equações utilizadas tanto em caso de edifício isolado, quanto com a presença de edifício vizinho, como no caso das vizinhanças D1, D2, D3 e D4.

A partir disso, com a excentricidade e com os valores de força de 0° e 90° adquirida por meio dos dados do ensaio, pôde-se calcular os valores limites de torção referente a esta, para todos os casos estudados. Assim, foi definido como torção limite positiva e negativa o maior valor encontrado, comparado a 0° e 90°, de cada caso.

Já para o cálculo da força segundo a norma Neozelandesa [3], se fez necessário à utilização da equação 8, disposta no item 2.5.3.1:

$$F = \sum(p_z \times A_z) \qquad \text{(Equação 8)}$$

Sendo "p_z" a pressão gerada pelo vento e "A_z" a área onde a pressão incide, em m².

Esse valor de pressão utilizado para cálculo da força é definido por meio do item 2.4.1 da Norma Neozelandesa [3], o qual a expressão 9 é descrita a seguir:

$$p = (0{,}5 \times \rho_{air}) \times (V_{des,\theta})^2 \times C_{fig} \times C_{dyn} \qquad \text{(Equação 9)}$$

Sendo o valor de densidade do ar "ρ_{air}" fornecida pela norma, ao que equivale a 1,2 kg/m³.

Como citado o edifício estudado foi considerado situado em um terreno plano, com alto fator de ocupação, tendo como velocidade básica do vento de 30m/s. Essas características, entre outras, do edifício em estudo, foram utilizadas de base para as definições dos valores dos parâmetros expressos por essa norma [3].

Para edifícios com altura maior que 25 metros, a velocidade do vento é definida em função da altura em relação ao nível médio do terreno.

Assim, a velocidade "$V_{des,\theta}$" foi considerada como variável ao longo da altura do edifício. Para essa variação foram utilizados os coeficientes correspondentes a cada altura, expressos na tabela 4.1(A), sendo eles então, multiplicados pela velocidade comum na região equivalente a 30m/s. Baseada nas características consideradas para o edifício em estudo, esse foi imerso na Categoria 3, terreno com numerosa obstruções, como áreas de moradias suburbanas.

Como a estrutura não é dinamicamente sensível ao vento, o fator de resposta dinâmica "C_{dyn}" equivale a 1,0. Tal fator é descrito na seção 6 da norma Neozelandesa [3].

Já para o coeficiente de forma aerodinâmica "C_{fig}", se fez necessário a utilização da fórmula disposta na seção 5 da norma Neozelandesa [3] , demonstrada abaixo:

$$C_{fig} = C_{p,e} \times K_a \times K_{c,e} \times K_l \times K_P \qquad \text{(Equação 10)}$$

Como o edifício tem altura maior que 25 metros, utilizando-se da tabela 5.2(A) da norma [3], pôde-se encontrar o valor do coeficiente de pressão externa $C_{p,e}$, que equivale a 0,8.

O fator de redução de área K_a foi adquirido por meio da Tabela 5.4., sendo a área tributária "A", a área que contribui para a força que está sendo considerada, nesse caso, a das lateriais. Como para incidênica do vento nas fachadas, a 0° e 90°, o valor da área tributária é maior que 100, o valor utilizado para K_a foi de 0,8.

Para o fator de combinação aplicado a pressões externas K_c,e foi adotada a situação (g) da tabela 5.5, disposta na seção 5 da norma Neozelandesa[2], por se tratar de pressão lateral a barlavento e sotavento, sendo esse valor correspondente a 0,9.

O fator de pressão local K_l foi adotado igual a 1,0, pois ao analisar as relações d/h=0,25 e d/b=1,5, por ambas serem menores que 4, não se fez necessário o cálculo desse critério, descrito no item 5.4.4 da norma[3]. A figura 6 abaixo demonstra o que a norma Neozelandesa [3] considera como os parâmetros d, h e b, citados.

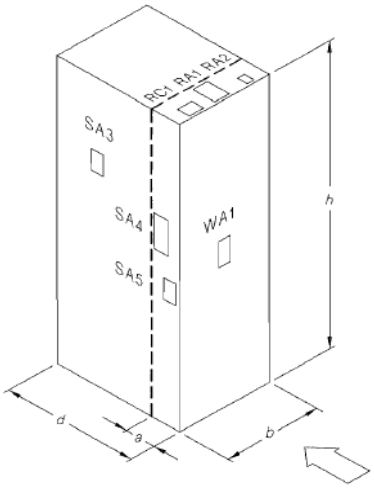


Figura 6 – Parâmetros definidos pela Norma Neozelandesa (2011)

Dado à superfície externa não consistir em revestimento permeável, observando as considerações dadas pela norma Neozelandesa [3] na seção5, no item 5.4.5, o valor de K_p, fator de redução do revestimento permeável, equivale a 1,0.

Assim, a partir de todos esses valores determinados, calculou-se a pressão correspondente a cada ponto ao longo da altura do edifício. Em seguida, foi feita a multiplicação das pressões pela correspondente área de atuação, chegando ao valor das forças para a direção de incidência do vento a 0° e 90°.

Por fim, com os valores das forças de 0° e 90° devidamente calculados e a partir de encontrada as excentricidades, utilizando-se da Norma Neozelandesa [3], se conseguiu calcular os limites de torção referente a esta, tanto para o caso do edifício isolado, quanto para os quatro tipos de vizinhança D1, D2, D3 e D4. Assim, definindo como torção limite negativa e positiva, o maior valor encontrado de cada caso, comparado a 0° e a 90°.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Baseado na pesquisa do artigo publicado no IBRACON pelos mesmos autores deste trabalho, Vieira et al. [12], o presente trabalho se atentou no estudo mais aprofundado da norma brasileira, ao se observar outros tipos de vizinhança, além do estudo da norma Neozelandesa, para se ter um maior conhecimento de como é calculado o efeito do vento em um edifício a partir de ambas as normas e compará-las, de modo a saber qual a que melhor representa o que real acontece em uma edificação sob o efeito do vento.

A seguir nas tabelas 1, 2, 3, 4 e 5 estão os dados obtidos por Viera [9] no ensaio de túnel de vento para cada um dos casos estudados:

Tabela 1 – Forças para edifício isolado

Ângulos	0º	15º	30º	45º	60º	75º
∑ Fx (kN)	2200,85	2265,45	2207,65	1812,60	878,56	-503,11
∑ Fy (kN)	110,44	413,45	1954,29	2866,18	3329,45	3688,16

Ângulos	90º	105º	120º	135º	150º	165º
∑ Fx (kN)	-10,52	475,92	-795,99	-1742,80	-2175,05	-2240,41
∑ Fy (kN)	4091,51	3774,52	3404,77	2936,57	2088,59	630,30

Ângulos	180º	195º	210º	225º	240º	255º
∑ Fx (kN)	-2054,36	-2199,41	-2165,39	-1839,57	-981,66	446,64
∑ Fy (kN)	-10,66	-280,29	-1681,32	-2647,84	-3155,00	-3549,13

Ângulos	270º	285º	300º	315º	330º	345º
∑ Fx (kN)	65,69	-467,35	662,16	1713,42	2148,79	2210,74
∑ Fy (kN)	-3883,60	-3706,82	-3265,47	-2839,12	-1948,78	-500,65

Tabela 2 – Forças para edifício com vizinhança D1

Ângulos	0º	15º	30º	45º	60º	75º
∑ Fx (kN)	5,75	2343,72	2219,38	1807,34	1241,13	950,54
∑ Fy (kN)	8,32	596,19	1659,63	2192,59	2380,04	1642,53

Ângulos	90º	105º	120º	135º	150º	165º
∑ Fx (kN)	21,91	-951,65	-1123,27	-1779,49	-2185,78	-2330,33
∑ Fy (kN)	-314,17	1394,20	2308,95	2203,07	1665,57	631,56

Ângulos	180º	195º	210º	225º	240º	255º
∑ Fx (kN)	-2251,92	-2405,61	-2392,56	-1994,95	-946,73	572,01
∑ Fy (kN)	-54,77	-710,28	-2163,40	-3081,77	-3320,99	-3331,47

Ângulos	270º	285º	300º	315º	330º	345º
∑ Fx (kN)	29,68	-542,05	965,58	2007,66	2400,38	2403,67
∑ Fy (kN)	-3787,79	-3349,81	-3366,83	-3126,17	-2251,34	-637,10

Tabela 3 – Forças para edifício com vizinhança D2

Ângulos	0º	15º	30º	45º	60º	75º
∑ Fx (kN)	2076,25	2188,17	2103,12	1704,71	1094,21	710,30
∑ Fy (kN)	-75,84	704,67	1842,32	2456,20	2707,20	2168,15

Ângulos	90º	105º	120º	135º	150º	165º
∑ Fx (kN)	3,93	-785,92	-1181,46	-1748,24	-2088,05	-2160,20
∑ Fy (kN)	692,34	2209,50	2644,90	2393,38	1713,12	571,33

Ângulos	180º	195º	210º	225º	240º	255º
∑ Fx (kN)	-2038,47	-2182,69	-2184,43	-1764,46	-822,65	467,10
∑ Fy (kN)	27,43	-616,13	-1895,33	-2837,29	-3088,36	-3130,28

Ângulos	270º	285º	300º	315º	330º	345º
∑ Fx (kN)	-11,75	-417,59	910,44	1842,52	2168,04	2183,27
∑ Fy (kN)	-3400,19	-3059,21	-3061,08	-2694,99	-1815,57	-429,42

Tabela 4 – Forças para edifício com vizinhança D3

Ângulos	0º	15º	30º	45º	60º	75º
∑ Fx (kN)	2223,63	2360,63	2287,41	1449,00	1176,39	553,73
∑ Fy (kN)	-70,04	509,50	1947,39	2089,46	3141,08	2765,72

Ângulos	90º	105º	120º	135º	150º	165º
∑ Fx (kN)	16,62	-496,47	-1130,31	-1830,79	-2264,25	-2318,84
∑ Fy (kN)	1856,20	2808,12	3164,15	2795,05	1987,32	617,92

Ângulos	180º	195º	210º	225º	240º	255º
∑ Fx (kN)	-2178,60	-2302,93	-2250,85	-1900,84	-1123,88	435,05
∑ Fy (kN)	-17,90	-354,40	-1787,37	-2763,46	-3086,13	-3331,18

Ângulos	270º	285º	300º	315º	330º	345º
∑ Fx (kN)	36,36	-418,86	883,78	1893,61	2276,97	2305,19
∑ Fy (kN)	-3762,15	-3405,15	-3229,78	-2917,35	-1920,51	-455,96

Tabela 5 – Forças para edifício com vizinhança D4

Ângulos	0º	15º	30º	45º	60º	75º
∑ Fx (kN)	2221,50	2362,26	2281,91	1913,33	1133,83	230,31
∑ Fy (kN)	-29,21	595,08	1986,95	2800,03	3238,15	3068,72

Ângulos	90º	105º	120º	135º	150º	165º
∑ Fx (kN)	48,54	-292,17	-1074,84	-1839,55	-2249,50	-2331,72
∑ Fy (kN)	2063,59	2973,52	3282,52	2879,13	2020,87	638,64

Ângulos	180º	195º	210º	225º	240º	255º
∑ Fx (kN)	-2191,62	-2278,46	-2238,82	-1852,51	-851,43	454,20
∑ Fy (kN)	-53,01	-438,63	-1710,34	-2771,03	-3123,80	-3402,39

Ângulos	270º	285º	300º	315º	330º	345º
∑ Fx (kN)	-10,08	-430,74	873,01	1838,62	2242,48	2317,73
∑ Fy (kN)	-3790,36	-3403,92	-3174,52	-2831,07	-1857,33	-315,46

Com os dados experimentais, foi possível o cálculo dos esforços teóricos para cada norma analisada, os resultados obtidos foram comparados com a torção experimental proveniente do ensaio de túnel de vento de Vieria [9].

3.1 Norma Brasileira

Com as forças experimentais já determinados, o próximo passo é determinar as forças teóricas, de acordo com a metodologia proposta pela norma brasileira [2], as forças resultantes estão expostas na Tabela 6:

Tabela 6 – Força teórica por norma brasileira

Categoria	t (s)	z (m)	S_1	S_2	S_3	V_k (m/s)	q (N/m^2)	$F_{0°}$ (kN)	$F_{90°}$ (kN)
IV	600	5	1,00	0,42	1,00	12,60	97,32	705,22	1179,89
		10		0,49		14,70	132,46	959,89	1605,96
		15		0,54		16,20	160,88	1165,78	1950,43
		20		0,57		17,10	179,25	1298,90	2173,17
		30		0,63		18,90	218,97	1586,75	2654,76
		40		0,67		20,10	247,66	1794,64	3002,57
		50		0,71		21,30	278,11	2015,32	3371,79
		60		0,74		22,20	302,11	2189,23	3662,75
		80		0,79		23,70	344,32	2495,06	4174,43
		100		0,83		24,90	380,07	2754,13	4607,86
		120		0,87		26,10	417,58	3025,98	5062,70
		140		0,90		27,00	446,88	3238,27	5417,87

		160		0,93		27,90	477,17	3457,75	5785,08
		180		0,95		28,50	497,91	3608,07	6036,58
		182,88		0,96		28,68	504,10	3652,91	6111,60

O próximo passo é o cálculo da torção teórica proposta pela norma, logo, foi aplicada a excentricidade, explicitada no item 2, obtendo a comparação apresentada no item 3.3 deste artigo.

3.2 Norma Neozelandesa

Assim como feito para a norma brasileira no item anterior, para os limites experimentais será utilizada as forças experimentais obtidas por Vieira [9], sendo aplicadas na excentricidade proposta pela Norma Neozelandesa [3]. Sobre a excentricidade, explicitada no item 2, vale ressaltar que a norma em questão não faz variação do valor considerando vizinhança ou não. Para os limites teóricos fez-se um estudo sobre a Norma Neozelandesa [3], seguindo o passo a passo proposta por ela obteve-se primeiramente uma relação entre pressão e área de incidência do vento para 0° e 90°, exposta na Tabela 7:

Tabela 7 – Cálculo prévio para forças teóricas

V_o (m/s)	z (m)	Multiplicador Categoria 3	$V_{des,\theta}$ (m/s)	p (Pa)	$A_{z0°}$ (m^2)	$A_{z90°}$ (m^2)	$p*A_{0°}$ (N)	$p*A_{90°}$ (N)
30	3	0,83	24,90	214,28	91,44	137,16	19593,35	29390,02
	5	0,83	24,90	214,28	60,96	91,44	13062,23	19593,35
	10	0,83	24,90	214,28	152,40	228,60	32655,58	48983,37
	15	0,89	26,70	246,37	152,40	228,60	37547,52	56321,28
	20	0,94	28,20	274,83	152,40	228,60	41884,85	62827,27
	30	1,00	30,00	311,04	304,80	457,20	94804,99	142207,49
	40	1,04	31,20	336,42	304,80	457,20	102541,08	153811,62
	50	1,07	32,10	356,11	304,80	457,20	108542,24	162813,35
	75	1,12	33,60	390,17	762,00	1143,00	297308,45	445962,68
	100	1,16	34,80	418,54	762,00	1143,00	318923,99	478385,99
	150	1,21	36,30	455,39	1524,00	2286,00	694019,94	1041029,92
	182,88	1,23	36,90	470,57	1002,18	1503,27	471599,39	707399,09

A soma de cada relação final acima, para cada ângulo de incidência, nos dá a força teórica, aplicando a excentricidade, tem-se os limites de torção, sendo adotado para a analise a torção de maior valor, os valores estão resumidos na Tabela 8:

Tabela 8 – Limites teóricos

Forças teóricas (kN)	$F_{0°}$	2232,48
	$F_{90°}$	3348,73
Excentricidade (m)	$e_{0°}$	9,144
	$e_{90°}$	6,096
Torção teórica (kNm)	$T_{0°}$	13609,22
	$T_{90°}$	30620,75

Com todos os limites calculados, juntamente com as torções experimentais obtidas por Vieira [8], obteve-se a comparação exposta no item 3.3 a seguir.

1.3 Resultados gráficos

Para melhor visualização reuniu-se os resultados encontrados em cada procedimento de cálculo para cada situação de posicionamento. A seguir, nas Figuras 7, 8, 9, 10 e 11, tem-se os gráficos obtidos:

Figura 7 – Resultados para o edifício isolado

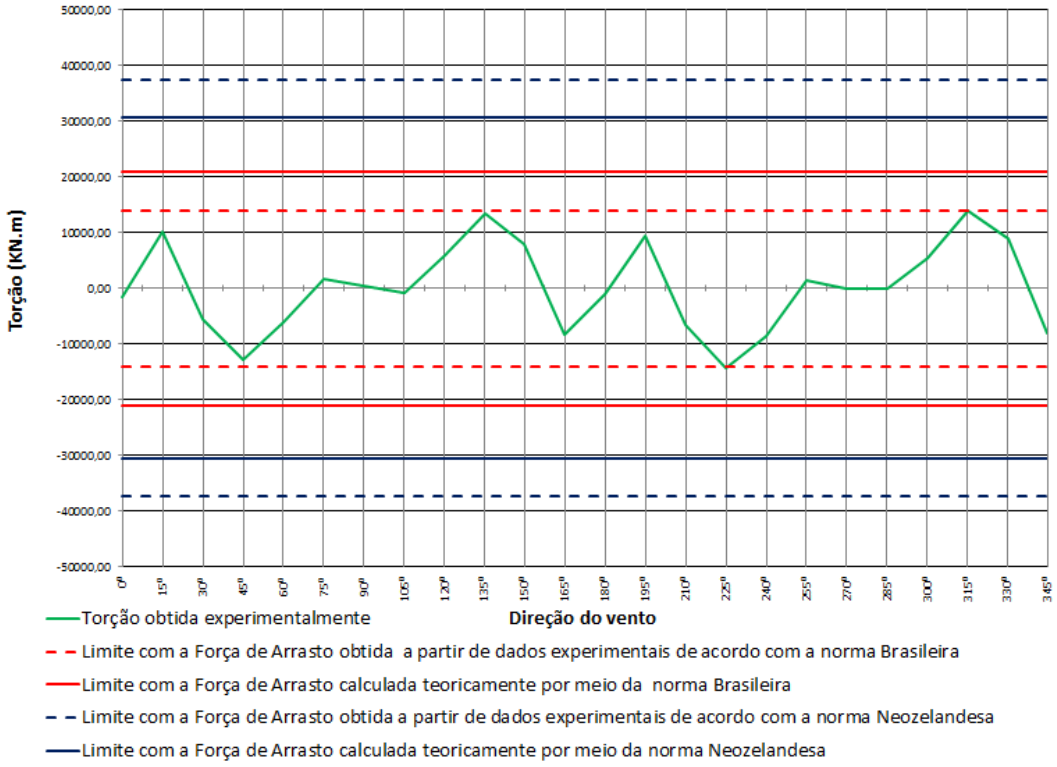


Figura 8 – Resultados para o edifício com vizinhança D1

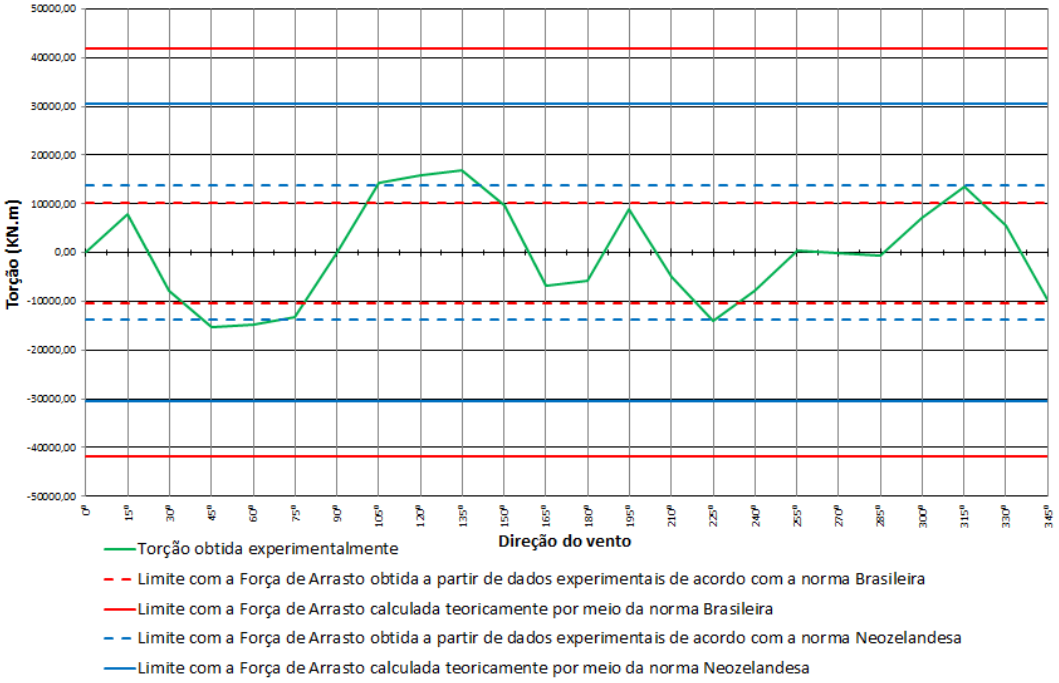


Figura 9 – Resultados para o edifício com vizinhança D2

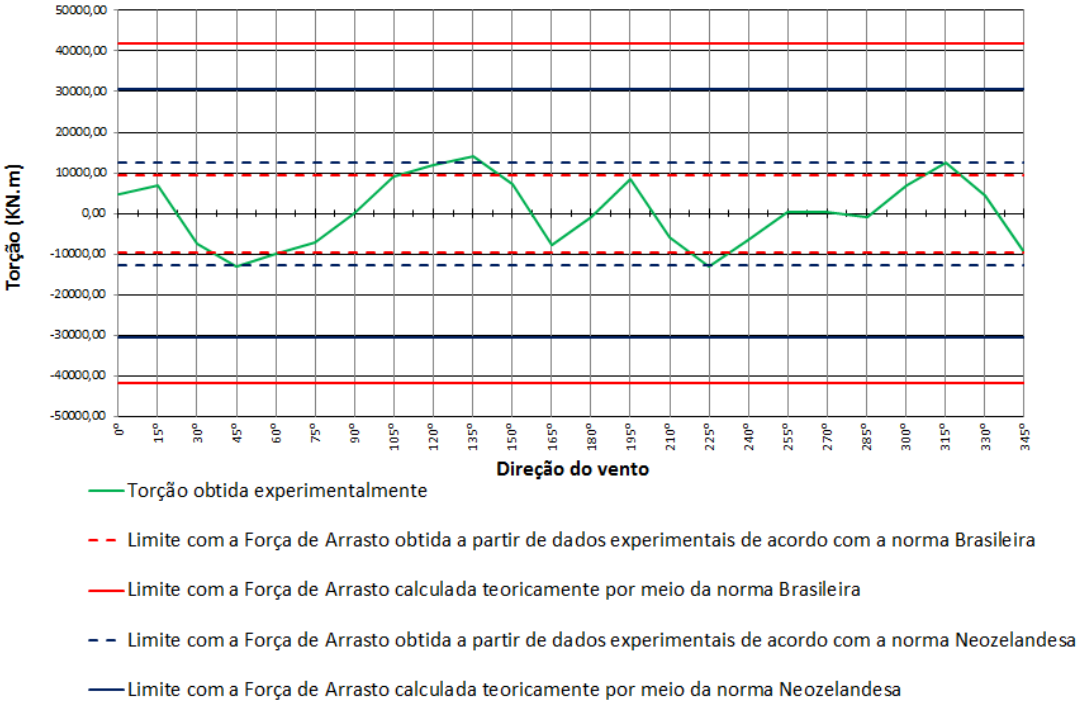


Figura 10 – Resultados para o edifício com vizinhança D3

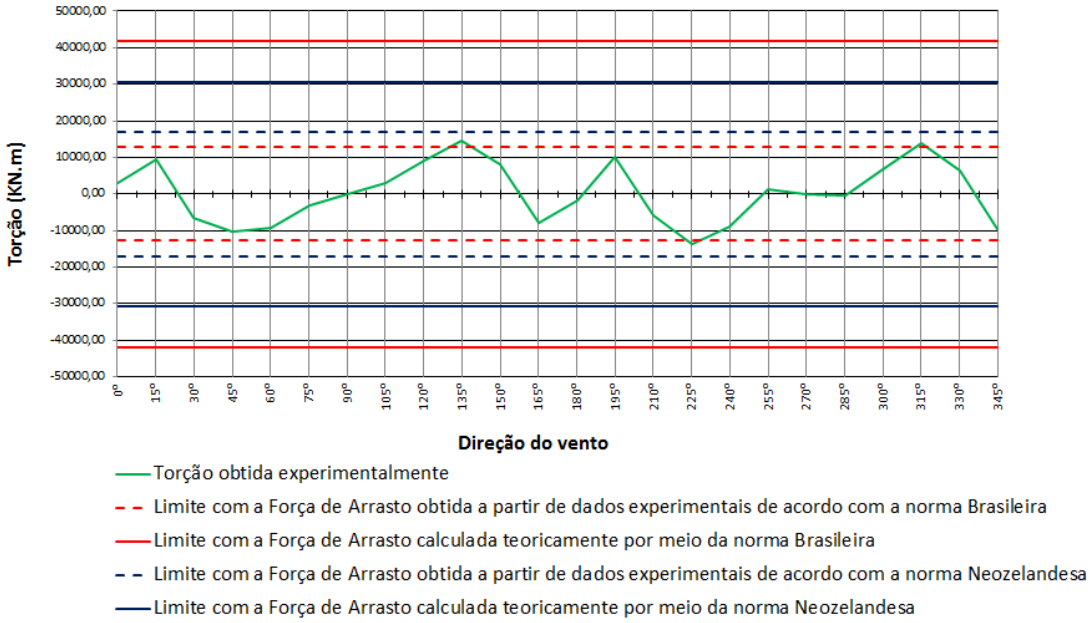


Figura 11 – Resultados para o edifício com vizinhança D4

4 CONCLUSÃO

A partir do desenvolvimento dessa pesquisa, pôde-se verificar que para incidência do vento em edifício isolado, os valores de torção adquiridos experimentalmente estão dentro dos limites de torção calculados por meio da força de arrasto e excentricidade disposta na Norma ABNT NBR 6123:88 [1]. O mesmo pôde-se verificar para o caso dos limites de torção calculados a partir da força e da excentricidade dispostas na norma Neozelandesa[2], tanto para o edifício isolado quanto para os quatro tipos de vizinhança, D1, D2, D3 e D4.

Porém, ao observar esse limite para ambas as normas, constatou-se que para determinadas angulações de incidência do vento, o valor adotado de excentricidade conduz a resultados consideravelmente superiores à torção existente no edifício.

Ademais, para os limites calculados a partir da norma brasileira[1] e da força experimental adquirida por meio do ensaio de Vieira (2016), verificou-se que para a maioria das angulações de incidência do vento os valores de torção experimental estão incluídos entre esses limites, exceto para o ângulo de 225º, bem como os mais próximos a este. Para tal angulação de 225º, o limite negativo experimental é menor em relação à torção que se espera ocorrer em um edifício isolado.

Para a incidência do vento em um edifício com a presença de uma edificação vizinha, constatou-se que, para os quatro casos de vizinhança baseadas nas distâncias definidas pelos limites de D1, D2, D3 e D4, o valor adotado de excentricidade conduz a resultados significativamente superiores à torção prevista experimentalmente no edifício, quando utilizada a força de arrasto calculada pela ABNT NBR 6123:88[1].

Para a força experimental e a excentricidade calculada por meio da ABNT NBR 6123:88[1], verificou-se que os valores de torção efetiva no edifício dos quatro casos de vizinhança, D1, D2, D3 e D4, para algumas angulações de incidência do vento, são maiores que os limites encontrados.

Já se utilizando da norma Neozelandesa[2], pôde se aferir que, tanto para o caso de edifício isolado, bem como para o de vizinhança D3 e D4, os limites de torção encontrados utilizando-se da força obtida a partir de dados experimentais são expressivamente superiores ao efeito da torção que realmente pode acometer o edifício. Contudo, para o caso de edifício vizinho D1 e D2, para algumas angulações de incidência do vento, esses limites são perpassados, sendo os valores da excentricidade não satisfatórios para essa situação. O que se utilizando da norma brasileira para o cálculo da excentricidade, temos o mesmo resultado para as vizinhanças D1, D2, D3 e D4.

Assim, de modo geral, com base nesses resultados constatou-se que o cálculo da excentricidade definida por cada norma sugere-se uma possível reavaliação no sentido de utilizar valores que se aproximem mais do que de fato acontece no edifício, baseados nos dados experimentais. Apesar disso, comparando ambas as normas, a que melhor se aproximou dos valores de torção efetiva no edifício, obtidos experimentalmente, foi a Norma Neozelandesa [2].

Agradecimentos

Ao professor Doutor Gregório Sandro Vieira por disponibilizar seu tempo e todo seu conhecimento de modo a nos orientar. Além disso, por passar todos os dados experimentais da sua pesquisa para que pudéssemos desenvolver a nossa. Ademais, a UFU/FAPEMIG pelo investimento e reconhecimento da pesquisa, sendo esse adquirido por meio do Edital Nº 05/2017 Bolsas de Iniciação Científica PIBIC/FAPEMIG/UFU, e por nos fomentar como discentes o interesse à pesquisa, de modo a acrescentarmos à faculdade, conhecimentos e bases de estudos na área da Engenharia Civil.

REFERÊNCIAS

1 ALBERTI, F. A. **Determinação experimental em túnel de vento dos efeitos estáticos de proteção causados por edifcações vizinhas: Contribuição para a revisão dos fatores de vizinhança da NBR-6123.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 123p. 2015.

2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988.

3 AUTHORITY OF NEW ZEALAND STRUCTURE VERIFICATION. Method B1/VM1. Structural Design Actions : Part 2 - Wind actions. New Zealand: Standards, 2011.

4 BLESSMANN, J., 1992. Neighbouring wind effects on two tall buildings. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 41–44, 1041–1052.

5 BLESSMANN, J., Riera, J.D., 1985. Wind excitation of neighbouring tall buildings. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 18, 91–103.

6 BORTOLI, M. E. **Efeito do entorno urbano sobre as ações do vento em edifícios.** Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 214p. 2005.

7 FERRARETO A. JOHANN, MAZZILI E.N. CARLOS, FRANÇA L.S. RICARDO, 2015. Wind-induced motion on tal buildings: A comfort criteria overview. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.

8 FONTOURA, PATRICIA C. C. N. DE O. Estudo experimental em túnel de vento dos efeitos de vizinhança em edificios altos [Distrito Federal] 2014.

9 VIEIRA, G. S. (2016). **Estudo Experimental dos Esforços Solicitantes em um Edifício Alto Devidos à Ação do Vento Considerando a Influência de Edificações Vizinhas**. Publicação E.TD-10A/16. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 205p. London, Thomas Telford, 1993.

10 VIEIRA, G. S. BRITO, J. L. V. LOREDO-SOUZA, A. M. Experimental study of the neighborhood effects on the mean wind loading over two equivalent high-rise buildings. Latin American Journal of Solids and Structures, Vol. 15, nº 2, 2018.

11 VIEIRA, G. S. BRITO, J. L. V. LOREDO-SOUZA, A. M. Experimental study on the interference intensity produced by the presence of neighboring buildings in the wind action in a tall building.

12 VIEIRA, G. S.; CUNHA, I. D. R.; AMARAL, L. R.. ESTUDO DA EXCENTRICIDADE PROPOSTA PELA NORMA BRASILEIRA DE VENTO PARA CONSIDERAÇÃO DO EFEITO DE TORÇÃO EM EDIFÍCIOS ALTOS. In: 60º Congresso Brasileiro do Concreto, 2018, Foz do Iguaçu. Anais do 60° Congresso Brasileiro do Concreto, 2018.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

NUMERICAL AND EXPERIMENTAL STUDY OF A COLD-FORMED STEEL PROFILE EMPLOYED IN STEEL-CONCRETE COMPOSITE RIBBED SLABS

André Vasconcelos Soares Gomes[1]
Daniel Carvalho de Moura Candido[1]
Lucas Fadini Favarato[1]
Johann Andrade Ferrareto[2]
Juliana da Cruz Vianna Pires[3]
Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani[3]

Abstract

In the past few decades, a considerable increase in the use of steel–concrete composite structures is observed in Civil Engineering. In this context, a surge in the employment of composite ribbed slabs is also noted, in which the reinforced concrete pre-cast girders usually used in concrete ribbed slabs, are substituted by a cold-formed steel profile, that essentially works as additional positive rebar. The present research has the objective of determining, by means of numerical and experimental studies, the mechanical characteristics of cold-formed steel (CFS) profiles employed in a composite ribbed slab floor system, known as Trelifácil®. For the experimental analyses, three ninety centimeters and three fifty centimeters profiles specimens are subjected to four-point flexural tests about the minor axis of inertia. The experimental results were used to evaluate numerical studies based on the analytical formulae of the Direct Resistance Method (DSM) prescribed in the Brazilian design standard ABNT NBR 14762:2010 [1]. Additionally, linear buckling analysis simulations were executed via Finite Element Method (FEM) with ANSYS 19.0 in order to determine critical elastic local and distortional buckling moment used in the analytical approach. Overall, the Direct Strength Method found on the Brazilian code combined to the numerical stability analysis is shown to be conservative to determine the value of resistance bending moment about the minor axis of inertia for the Trelifácil® CFS profile.

Keywords: Composite Structures; Cold-Formed Steel Profiles; Numerical and Experimental Study.

ESTUDO NUMÉRICO E EXPERIMENTAL DE PERFIS FORMADOS A FRIO EMPREGADOS EM LAJES MISTAS NERVURADAS

Resumo

Nas últimas décadas, no mercado da construção civil, nota-se um aumento considerável do emprego de elementos estruturais mistos de aço e concreto. Nesse contexto, observa-se o início da utilização de lajes nervuradas mistas, onde as vigotas pré-fabricadas de concreto armado, comumente utilizadas em sistemas de piso nervurados em concreto armado, são substituídas por perfis de aço formados a frio (PFF), que trabalham como armadura positiva adicional no piso. Sendo assim, a presente pesquisa tem como objetivo principal realizar um estudo numérico e experimental para determinação das características mecânicas de perfis de

aço formados a frio utilizados em um sistema de lajes mistas nervuradas, conhecido como Trelifácil®. Nas análises experimentais, foram executados seis ensaios de flexão de quatro pontos de três protótipos com vãos de noventa centímetros cada e outros três com vãos de cinquenta centímetros cada, realizados em torno do eixo de menor inércia. Os resultados extraídos dos experimentos foram utilizados para calibração dos modelos numéricos. Os estudos numéricos foram baseados nas prescrições analíticas do Método da Resistência Direta (MRD) posto na norma brasileira de dimensionamento de perfis formados a frio, a ABNT NBR 14762:2010 [1]. Adicionalmente, análises de estabilidade elástica foram executadas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) com auxílio do software ANSYS 19.0 para determinar os momentos elásticos de flambagem local e distorcional utilizados nos cálculos numéricos. Em geral, o Método da Resistência Direta prescrito em norma, combinado com a análise de estabilidade numérica apresentou-se conservador para a determinação do momento fletor resistente do PFF usado no sistema Trelifácil®, se fletido na menor inércia.

Palavras-chave: Estruturas mistas; Perfis Formados a Frio; Estudo Numérico e Experimental.

[1] Civil Engineer, Post-graduate student in Structural Engineering, Departamento of Civil Engineering of the Federal University of Espírito Santo, Vitória, ES – Brasil.
[2] Civil Engineer, Doctor of Sciencie, ArcelorMittal, Serra, ES – Brasil.
[3] Civil Engineer, Doctor of Science and Professor, Departament of Civil Engineering of the Federal University of Espírito Santo, Vitória, ES – Brasil.

1 INTRODUCTION

The increasing use of cold-formed steel (CFS) profiles as structural elements is mainly due to their versatility of application, a consequence of good weight/resistance ratio and high ductility, which in turn allows the fabrication of numerous profile shapes [2]. Amongst the commonly used shapes, "U" and stiffened "U" sections, e.g. lipped channel sections, are commonly employed as elements under flexure, especially about the major axis of inertia. A considerable number of academic studies focused on the mechanical behavior of "U" and stiffened "U" CFS profiles subjected to major axis bending is found in the literature. One can cite, for instance, the works conducted by Anbarasu [3], Martins et al. [4], Martins, Camotim and Dinis [5], Laim, Rodrigues and Silva [6], Kankanamge and Mahendran [7] e Obst, Kurpisz and Paczos [8]. In contrast, studies concerning the behavior of the aforementioned types of CFS profiles under minor axis bending are scarce [9], but nevertheless observed in academic literature.

Torabian, Zheng and Schafer [10] conducted a numerical and experimental study of stiffened "U" section profiles under combined influence of bending and compression. Experiments were conducted on seventeen 30,5 cm CFS profile specimens subjected to compression and multiple bending moment orientations, including minor axis bending. The research also presents a parametric numerical analysis using the software ABAQUS. In closure, the numerical results are validated by the experiments and compared to limit state design (LSD) equations prescribed in the pertinent North American standard. This research is expanded by Torabian, Zheng and Schafer [11] by the inclusion of experimental and numerical tests of two additional member lengths, 61 cm and 122 cm. Both studies indicate that, in comparison with test results, standardized equations are overly simplistic and conservative. Yuan [9] proposed an analytical formulation for nonlinear stability analysis of CFS "U" profiles subjected to minor axis pure bending (web compression). Subsequently, a numerical analysis is performed with the software ANSYS to validate the proposed formulation. The author observes acceptable agreement between both approaches. Kumar and Sahoo [12] calculated the moment capacity of multiple "U" and stiffened "U" CFS profile sections by means of standardized design equations and compared the results with a Finite Element Analysis performed with ABAQUS. For validation, the numerical results are compared with the behavior of selected profile sections, subjected to four-point flexure experiments about the minor axis of inertia. The last step of the research consisted of an applicability analysis of the standardized equations as function of width-to-thickness ratio, lip lengths and depth-to-width ratio of CFS profiles under minor axis bending, using the numerical results as a reference point.

The usage of "U" and stiffened "U" profile sections to resist flexure about the minor axis is not commonly practiced in structural engineering applications. Nonetheless, their use is still observed. The steel company ArcelorMittal developed a steel–concrete composite ribbed unidirectional slab system that utilizes a CFS stiffened "U" profile, subjected to the previously mentioned bending orientation. The system combines the underlying principles of composite ribbed slabs and lattice joist slabs in a single product, named Trelifácil®. The traditional precast reinforced concrete (RC) lattice joist are replaced with trussed rebar, fastened inside a CFS profile by uniformly distributed plastic spacers, as shown in Figure 1. Figure 2 illustrates the application of the system in a residential construction in Fortaleza – CE, Brazil.

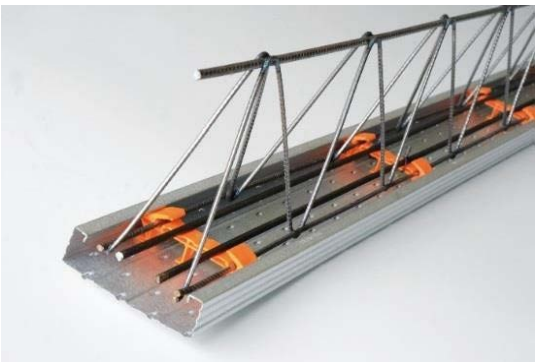


Figure 1: Profile/Truss set.
(Source: [13]).

Figure 2: Trelifácil® system under use.
(Source: [14])

During the construction phase, the system shown in Figure 1 resists the loads attributed to this stage in its entirety, as such, it is necessary to comprehend its mechanical behavior to perform the necessary design verifications. Thus, the present research aims to determine minor axis flexural capacity of the CFS profile used in the Trelifácil® system. The isolated analysis of the profile would be justified by the conservative assumption that the plastic spacers are not an efficient medium for transferring internal forces, i.e. the system shown in Figure 1 does not behave monolithically. Figure 3 shows the cross-section dimensions of the CFS profile currently implemented in the slab system. The nominal thickness of the profile is 0.65 mm.

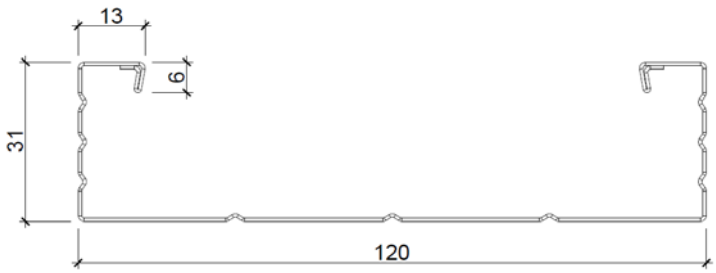


Figure 3: Cross-section of the CFS profile. Dimensions in mm.
(Source: ArcelorMittal (2019)).

2 NUMERICAL APPROACH

The Brazilian national code ABNT NBR 14762:2010 [1] provides three different methods to assess the strength of cold-formed steel bars under flexure, regardless of bending axis. Firstly, the effective width method (EWM) consists of dividing the cross section into several elements, which have their widths reduced to an effective value by analytical procedures. Design verifications are then performed separately on each fictitious element. This process, however, may be laborious when analyzing complex cross-sections. Alternatively, the code provides a method known as effective section method (ESM). The ESM applies the reduction procedure to the cross-section as a whole, and the design procedure is implemented by means of tables and equations, calibrated by experimental results [15]. This method, however, is limited to specific section shapes. Lastly, the direct strength method (DSM) considers the analysis of the gross cross-section. The method begins by determining critical elastic buckling moments for

each buckling mode pertinent to CFS profiles under flexure, followed by the application of simple analytical procedures to verify design requisites. The DSM, integrated with computational stability analysis to perform the first step of the method, may be applied to any type of cold-formed steel bar section and loading condition. Given the cross-section complexity of the CFS profile used in the Trelifácil® system, the present research employs the DSM for the calculation of its moment capacity, assisted by an elastic buckling analysis with ANSYS 19.0.

2.1 DSM analytical formulation of bars subjected to flexure

According to the DSM, the design value of the bending moment resistance M_{Rd} of a cross-section is determined by Equation (1).

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma} \quad (1)$$

where γ may be taken to equal 1,1 and M_{Rk} corresponds to the characteristic moment resistance, taken as the smaller of the nominal flexural strength for lateral-torsional buckling (LTB) $M_{R,e}$, local buckling $M_{R,L}$ and distortional buckling $M_{R,dist}$, which rely on their respective slenderness limits λ_0, λ_L and λ_{dist} given by Equations (2), (4) and (5). The slenderness λ_0, associated to lateral torsional buckling, is given as follows.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W f_y}{M_{R,e}}} \quad (2)$$

where W is the elastic section modulus; f_y corresponds to the yield strength and $M_{R,e}$ to the critical elastic lateral-torsional buckling moment. Although $M_{R,e}$ may be obtained from computational stability analysis, ABNT NBR 14762:2010 [1] provides a formula for calculating the exact value of this variable, given by Equation (3).

$$M_{R,e} = \frac{C_s N_{ex}}{C_m}\left[j + C_s\sqrt{j^2 + r_0^2\left(\frac{N_{ez}}{N_{ex}}\right)}\right] \quad (3)$$

The detailed definition and calculation procedure for each of the variables involved in determining $M_{R,e}$ are obtained from subsection 9.8.2.2 of the Brazilian Standard [1]. The slenderness limits λ_L and λ_{dist} associated to local and distortional buckling, respectively, are given by Equations (4) and (5).

$$\lambda_L = \sqrt{\frac{M_{R,e}}{M_{R,L}}} \quad (4)$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{W f_y}{M_{R,dist}}} \quad (5)$$

where $M_{R,L}$ and $M_{R,dist}$ correspond to the critical elastic local and distortional buckling moment, respectively, that must be determined from a computational tool based on the theory of elastic stability [1]. Finally, the values of $M_{R,e}$, $M_{R,L}$ and $M_{R,dist}$ may be determined from Table 1, Table 2 and Table 3.

Table 1: Nominal flexural strength for lateral-torsional buckling M_{Re} for CFS profiles.

$\lambda_0 \leq 0{,}6$	$0{,}6 < \lambda_0 < 1{,}336$	$\lambda_0 \geq 1{,}336$
$M_{R,e} = Wf_y$	$M_{R,e} = 1{,}11(1 - 0{,}278{\lambda_0}^2)Wf_y$	$M_{R,e} = \frac{Wf_y}{{\lambda_0}^2}$

Table 2: Nominal flexural strength for local buckling M_l for CFS profiles.

$\lambda_l \leq 0{,}776$	$\lambda_l > 0{,}776$
$M_{R,L} = M_{R,e}$	$M_{R,L} = \left(1 - \frac{0{,}15}{{\lambda_l}^{0{,}8}}\right)\frac{M_{R,e}}{{\lambda_l}^{0{,}8}}$

Table 3: Nominal flexural strength for distortional buckling $M_{R,dist}$ for CFS profiles.

$\lambda_{dist} \leq 0{,}673$	$\lambda_{dist} > 0{,}673$
$M_{R,dist} = Wf_y$	$M_{R,dist} = \left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_{dist}}\right)\frac{Wf_y}{\lambda_{dist}}$

2.2 Finite element model

A finite element model constituted by four-node shell (SHELL181) elements with six degrees-of-freedom at each node is used to determine the numerical values of the M_l and M_{dist} for the Trelifácil® CFS profile. The value for $M_{R,e}$ was obtained with Equation (3). The ANSYS 19.0 software is employed to perform all the buckling analysis using Lanczos Method for eigenvalue extraction. Linear elastic material is assumed for all numerical models and the value of the Young's modulus E is taken as 200 GPa, with a Poisson's ratio of 0.3.

Fork supports were implemented at both ends by restraining translation of the web in the vertical direction (*Y*) and of the flanges in the horizontal direction (*X*). Also, the longitudinal displacement (*Z* axis) was restrained at the web's midpoint. Unitary bending moments were applied in the edges of each member, following a linear stress distribution. Figure 4 illustrates the boundary conditions and the loading applied in the FE models. Furthermore, a mesh convergence analysis has been carried out by varying mesh size from 2 mm to 40 mm. Although a mesh size of 18 mm proved capable of providing optimal results, in order to have higher accuracy, a mesh size of 2 mm was used in all FE models.

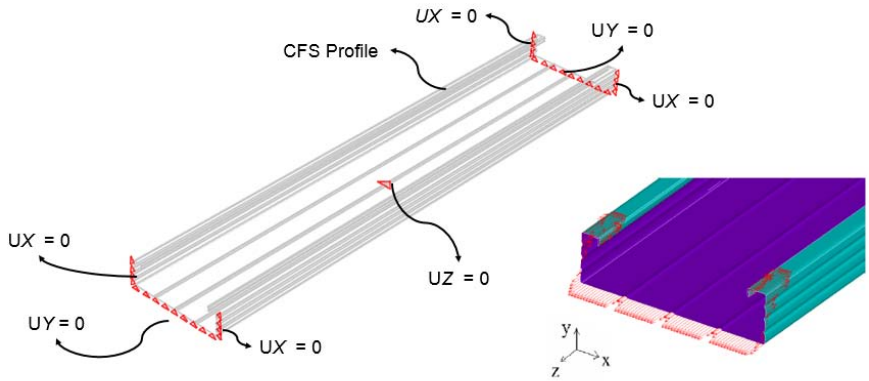


Figure 4: Loading and boundary conditions applied in the FE models. (Source: authors).

2.3 Numerical results

The characteristic value of the flexural resistance M_{Rk} about the minor axis of inertia of the CFS profile was determined analytically for two different span lengths, 50 cm and 90 cm, as shown in Table 4. For both lengths, the theoretical value of the flexural resistance M_{Rk} is governed by local buckling of the web or flanges. Table 4 also shows the theoretical values of equivalent loads for the maximum bending moments, as a result of a loading condition similar to a 4-point flexure test, as shown in Figure 5. Mathematically, the maximum bending moment is given by $M = FL/8$, where F denotes force and L is the distance between beam supports. Subsequently, the numerical values are compared to experimental results to evaluate the numerical methodology applied herein.

Table 4: Theoretical characteristic values of ultimate moment capacity for simply supported Trelifácil® CFS profile and equivalent load values.

Direct Strength Method			**Equivalent Loads**		
L [cm]	50	90	**L [cm]**	50	90
$M_{R,e}$ [kN·cm]	29.13	29.13	**$F_{R,e}$ [kN]**	4.66	2.59
$M_{R,L}$ [kN·cm]	14.90	22.32	**$F_{R,L}$ [kN]**	2.38	1.98
$M_{R,dist}$ [kN·cm]	28.59	29.10	**$F_{R,dist}$ [kN]**	4.57	2.59
M_{Rk} [kN·cm]	14.90	22.32	**F_{Rk} [kN]**	2.38	1.98

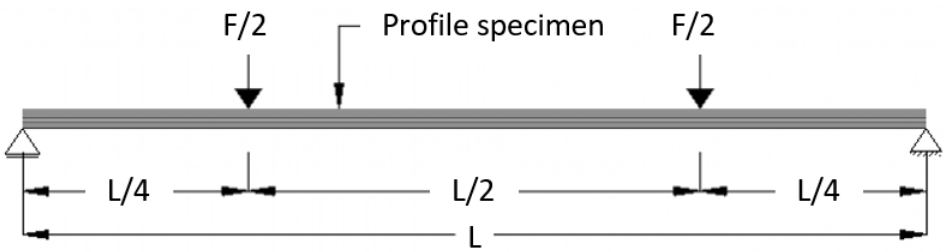


Figure 5: Schematic diagram of loading and boundary condition for analytical model (Source: authors).

3 EXPERIMENTAL ANALYSIS

A number of profile specimens composed of ZAR 280 steel with yield strength (f_y) of 280 MPa were subjected to four-point bending tests about the minor axis of inertia (lip compression). The tests were conducted until pronounced plastic behavior was observed in multiple points on each specimen and the load cell reading was no longer increasing. The experimental results were then utilized to evaluate a numerical study based on the analytical formulae prescribed in the Brazilian design code ABNT NBR 14762:2010 [1] and the finite element models constructed in ANSYS 19.0. The details of test program, test results and comparison to theoretical predictions are discussed in the following sections.

3.1 Test program

Six simply supported profile specimens were subjected to minor axis bending by means of four-point flexure tests. Three specimens with a 50 cm free span and the remainder with a free span of 90 cm. A hydraulic press was used to apply a concentrated load on a distribution plate, which equally divided the load to two points, located at one-fourth span of the specimens, as shown in Figure 6 and Figure 7. As a precaution against undesirable local behavior brought about by applying the load directly to the profile stiffeners, two wooden pieces were positioned under the points of contact of the distribution plate, with the purpose of spreading the load throughout the width of the profile web.

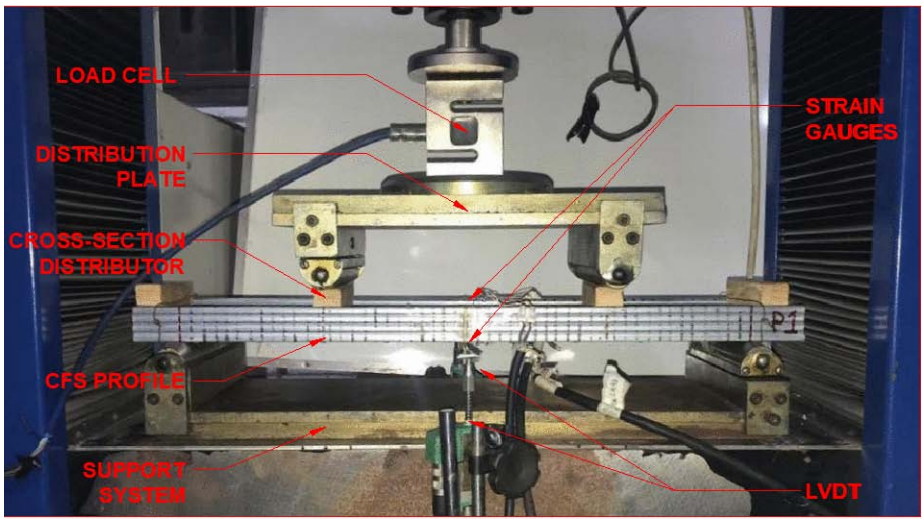


Figure 6: Test set-up used in the experimental study for 50 cm specimen span. (Source: authors).

The shorter length of the 50 cm specimens allowed for positioning within the hydraulic press frame (Figure 6). The remaining specimens, however, were too long to perform testing in this way. As such, two cinder blocks of equal height were positioned to accommodate specimen length, and specialized support apparatus was used, as shown in Figure 7.

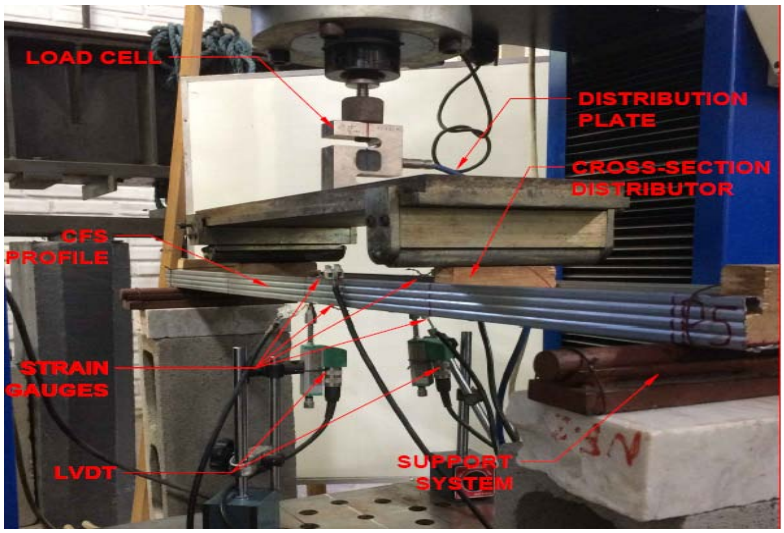


Figure 7: Test set-up used in the experimental study for 90 cm specimen span. (Source: authors).

Electric uniaxial strain gauges (SG) collected longitudinal strain measurements at four different positions on the cross-section at mid-span. In addition, two linear variable displacement transducers (LVDT) registered transverse displacement values, also at mid-span. The final displacement was taken as the average of both readings. A label was assigned to each stiffener, L and R, denoting left and right, respectively. This served as reference for numbering each measuring equipment, subsequently allowing for adequate data comparison. The instrumentation scheme for all tests is shown in Figure 8.

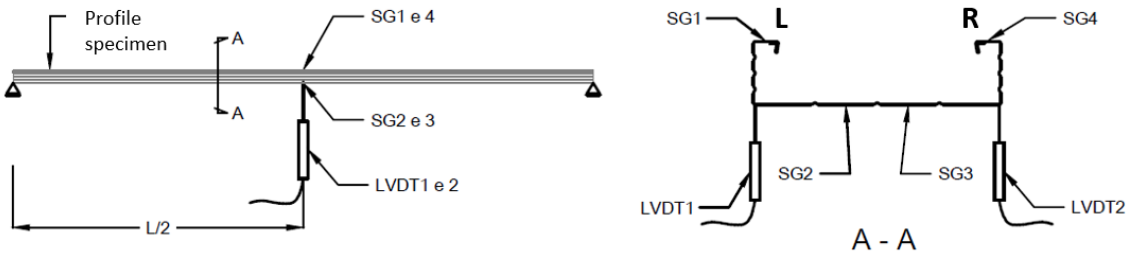


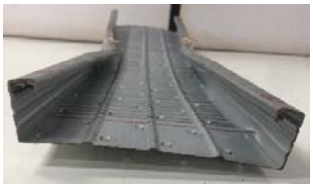
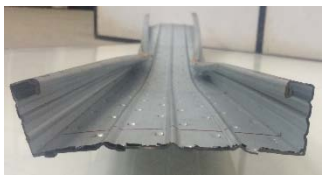
Figure 8: Schematic of instrumentation used in the experimental study. (Source: authors).

Furthermore, an identification label was attributed to each specimen. The shorter profiles received the labels P1, P2 and P3. Following the numerical order, the 90 cm profiles were identified as P4, P5 and P6.

3.2 Experimental results

A qualitative visual analysis was carried out following each test, with the objective to identify the manifestation of one or more of the aforementioned failure modes associated with CFS profiles under flexure. Furthermore, the values for maximum load registered during each test are used to calculate the maximum bending moment, by means of the equation previously shown in section 2.1. The results for all tests are summarized in Table 5.

Table 5: Visual analysis and critical loads.

	Specimen P1			**Specimen P2**	
	L [cm]	50		L [cm]	50
	Max. F [kN]	4.16		Max. F [kN]	4.06
	Max. M [kN·cm]	26.00		Max. M [kN·cm]	25.39
					
	Specimen P3			**Specimen P4**	
	L [cm]	50		L [cm]	90
	Max. F [kN]	4.30		Max. F [kN]	2.55
	Max. M [kN·cm]	26.90		Max. M [kN·cm]	28.70
	Specimen P5			**Specimen P6**	
	L [cm]	90		L [cm]	90
	Max. F [kN]	2.38		Max. F [kN]	2.29
	Max. M [kN·cm]	26.76		Max. M [kN·cm]	25.74
					

All tests resulted in what appears to be a combination of at least local and distortional buckling of the cross-section. Within the span of constant moment, an inward rotation of one or two flanges is observed. Outside of this region, however, the opposite behavior prevails (outer rotation). Both these behaviors are characteristic of distortional buckling. Furthermore, curvature of the web is observed before flange rotation, indicating possible local buckling of the cross-section. On another note, every specimen exhibits plastic behavior of one of the flanges before the other, with the critical case being specimen P4, which not only presented severe plastic deformation of only one flange, but clearly rotated about its longitudinal axis (torsion), an unexpected behavior for the profile lengths examined, according to the pertinent literature. Additionally, it is observed that the plastic behavior of each flange always occurred at different points along member length and, although close, seldom at exactly mid-span.

Despite the behavior observed qualitatively, exceptional agreement is noted between maximum bending moment values, for each length. As prescribed in the North American standard AISI S100-16W/S1-18 [16], results obtained for structural performance analysis by means of experimentation must have at least three test specimens, and the yielded results must be within 15% of the average value of the entire tested sample. As such, Table 6 shows this result comparison for each sample of three specimens (50 cm and 90 cm). All specimens of both sample groups are well within the prescribed range of plus or minus 15%.

Table 6: Result deviation between experiments.

Specimen	Critical moment [kN·cm]	Average ($M_{R,exp}$) [kN·cm]	Deviation [%]
P1	26.00		0.39
P2	25.39	26.10	2.70
P3	26.90		3.09
P4	28.70		6.05
P5	26.76	27.07	1.14
P6	25.74		4.91

Strain vs force graphs were constructed with the data extracted from the experiments. The theoretical yield strain e_y at yield point, i.e. without consideration of the residual stresses of the material, for a 280 MPa yield strength and 200 GPa modulus of elasticity is 1400 µm/m. Figure 9 and Figure 10 show the graphs for force vs. strain pertaining to specimens P2 e P6, respectively. The graphs of the remaining specimens were omitted due to similarity of results. On the charts, vertical lines represent the theoretical yield strain previously mentioned.

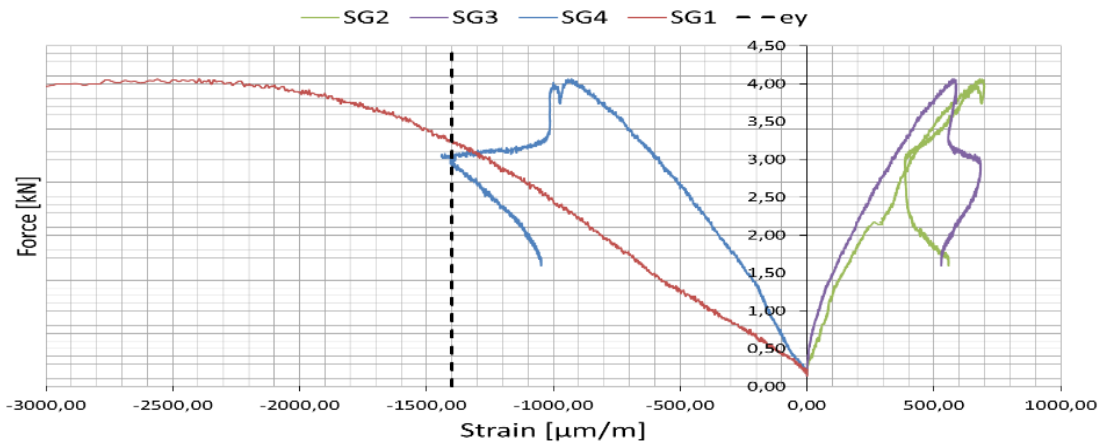


Figure 9: Force *versus* Strain, P2.

In the charts shown, negative values correspond to strain gauges under compression. The graphs indicate that the nominal yield strain was reached in numerous strain gauges. Hence, the region in which these instruments were attached, reached maximum stain.

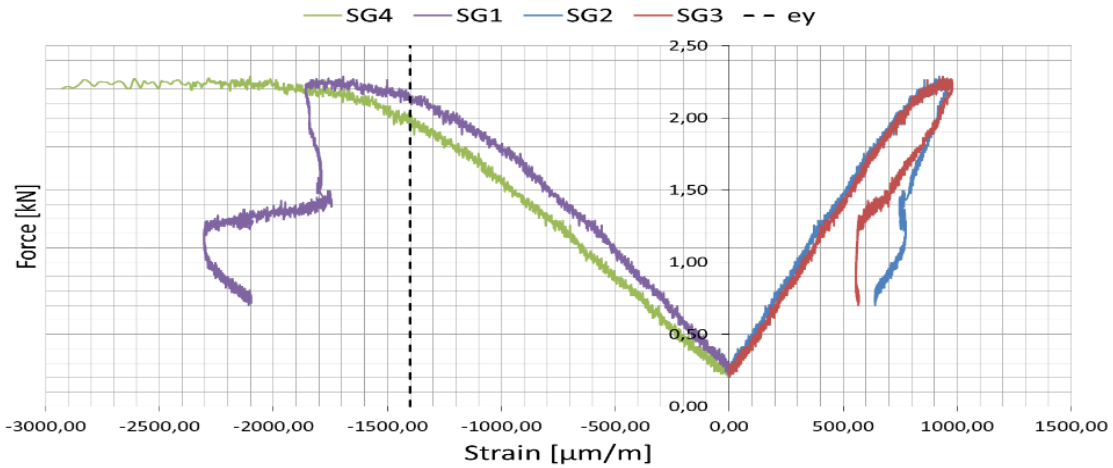


Figure 10: Force *versus* Strain, P6.

Note that the measurements in both graphs begin at a nonzero value of loading. This is due to the weight of the distribution plate and load cell, placed on the profile specimens before the beginning of the tests.

3.3 Comparison of test results with theoretical predictions

As a metric of similarity between the numerical/analytical process and the experimental results, the average values for characteristic moment obtained from the analytical procedure are checked for deviation with relation to test results. The comparison is shown in Table 7, where $M_{R,exp}$ corresponds to the maximum experimental moment for each length, extracted from Table 6.

Table 7: Numerical and experimental result comparison.

L[cm]	NBR 14762:2010 / ANSYS			$M_{R,exp}$ [kN·cm]
	$M_{R,e}$ [kN·cm]	$M_{R,L}$ [kN·cm]	$M_{R,dist}$ [kN·cm]	
50	29.13	14.90	28.59	26.10
90	29.13	22.32	29.10	27.07
	Deviation [%]	**Deviation [%]**	**Deviation [%]**	
50	11.60	42.89	9.54	
90	11.60	14.46	11.49	

Observation of Table 7 reveals that the experimental results are, in general, closer to distortional moment critical values for both lengths analyzed. This observation is in accordance with what was initially concluded from the qualitative analysis.

In closure, a comparative analysis of force *versus* vertical displacement between each specimen, for each length group, was performed. The moments obtained numerically and analytically were converted to loads and plotted on the graphs, Figure 11 and Figure 12 as horizontal lines. A visual analysis of the curves with relation to the analytical/numerical critical loads corroborates the conclusions drawn with Table 7.

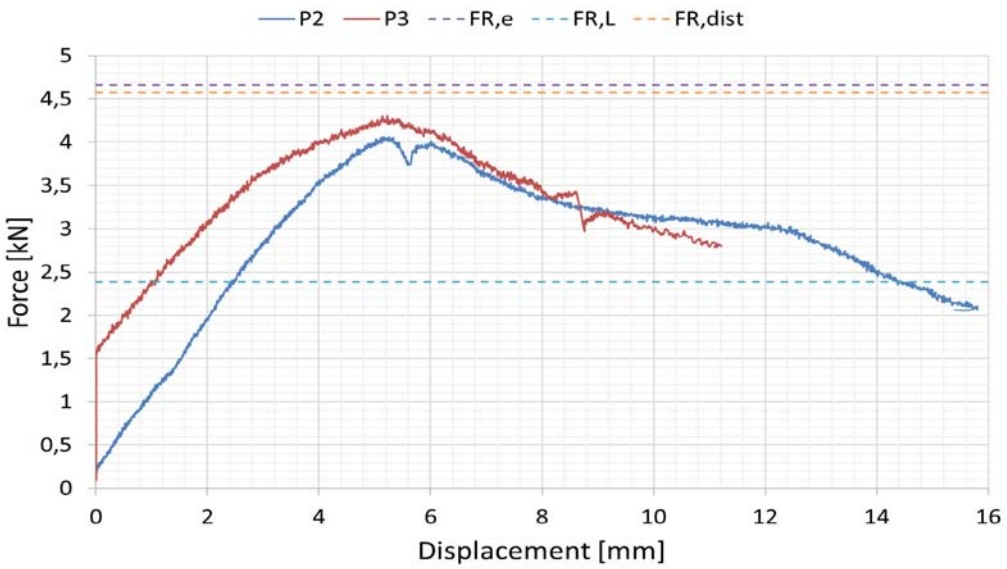


Figure 11: Force *versus* Displacement analysis, P2 and P3.

Figure 11 shows the graph for specimens P2 and P3. Initially, it is important to note that test specimen P1 did not produce adequate readings for displacement; hence, it was removed from the analysis. On another note, the curve for specimen P3 is noticeably translated upward with relation to the point of origin on the graph. At the beginning of the test, the LVDT was not in contact with the profile web, therefore a period of zero displacement with increasing load is observed. Furthermore, the points of maximum on both curves indicate the failure load for each specimen.

Figure 12 shows the force *versus* displacement graph for specimens P4 through P6. The graph shows a similar behavior to the previous one concerning failure load analysis. In addition, all three displacement curves have similar curvature, as well as maximum values.

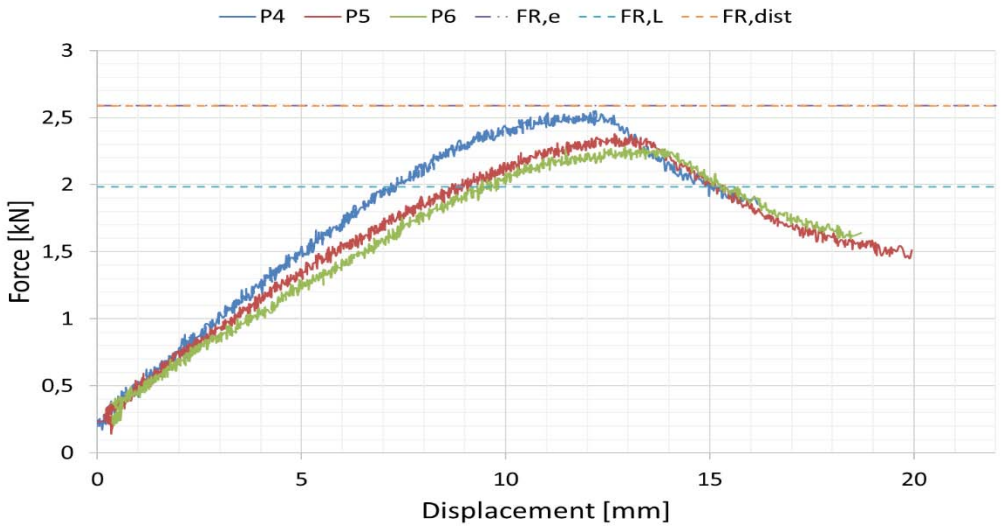


Figure 12: Force *versus* Displacement analysis, P4, P5 and P6.

4 CONCLUSIONS

Experimental tests were carried out and the obtained results were compared with standardized design verifications calculated with the assistance of a numerical model. With the exception of P4, all specimens failed by distortional buckling. Furthermore, the asymmetric behavior of the flanges observed in the qualitative analysis may have occurred due to geometric imperfections of the profiles or possible alignment issues with test setup. Numerically, the theoretic critical flexural strengths predicted with ABNT NBR 14762:2010 [1], which are associated to local buckling, are 42.89% and 14.46% smaller than the exact (experimental) values for 50 cm and 90 cm, respectively. Hence, results indicate that the current Brazilian code provisions are conservative when determining the ultimate minor axis flexural capacity of the CFS profile used in the Trelifácil® system. Nonetheless, the experimental flexural resistance values and modes of failure were close to the bending moment associated with distortional buckling in the theoretical approach. Considering distortional buckling as the mode of failure of the experimental tests, the ultimate flexural resistance predicted by the numerical methodology implemented matched well with the tests results, with a maximum difference of 11.49%.

Overall, the divergence between test results within each sample group is small enough to consider the experiments performed herein, an adequate mechanical characterization of the flexural minor axis behavior of the CFS profile used in the Trelifácil® system, for the lengths tested. Since only specimen P4 presented a global mode of failure, likely due to load misalignment, experimental tests with longer specimens are recommended in order to asses this type of behavior.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors gratefully acknowledge the Foundation for Assistance in Research and Innovation of Espírito Santo (FAPES), Federal University of Espírito Santo (UFES) and ArcelorMittal for the

financial support provided during the development of this research, as well as our colleagues from LEMAC Laboratory, for the technical assistance during the experimental tests.

REFERENCES

[1] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 14762:2010. *Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio*. Rio de Janeiro: ABNT; 2010.

[2] Javaroni CE. *Estruturas de Aço: Dimensionamento de Perfis de Aço Formados a Frio*. 1st ed. Rio de Janeiro: Elsevier; 2015.

[3] Anbarasu M. Local-distortional buckling interaction on cold-formed steel lipped channel beams. *Thin-Walled Struct.* 2016;98:351–359. Available from: doi:10.1016/j.tws.2015.10.003.

[4] Martins AD, Camotim D, Gonçalves R, Dinis PB. On the mechanics of local-distortional interaction in thin-walled lipped channel columns. *Thin-Walled Struct.* 2018;125:187–202. Available from: doi:10.1016/j.tws.2017.12.029.

[5] Martins AD, Camotim D, Dinis PB. Local-distortional interaction in cold-formed steel beams: Behaviour, strength and DSM design. *Thin-Walled Struct.* 2017;119:879–901. Available from: doi:10.1016/j.tws.2017.06.011.

[6] Laím L, Rodrigues JPC, Silva LS Da. Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of cold-formed steel beams. *Thin-Walled Struct.* 2013;72:1–13. Available from: doi:10.1016/j.tws.2013.06.008.

[7] Dolamune Kankanamge N, Mahendran M. Behaviour and design of cold-formed steel beams subject to lateraltorsional buckling. *Thin-Walled Struct.* 2012;51:25–38. Available from: doi:10.1016/j.tws.2011.10.012.

[8] Obst M, Kurpisz D, Paczos P. The experimental and analytical investigations of torsion phenomenon of thin-walled cold-formed channel beams subjected to four-point bending. *Thin-Walled Struct.* 2016;106:179–86. Available from: doi:10.1016/j.tws.2016.05.002.

[9] Yuan W Bin. Nonlinear instability analyses of channel-section beams subjected to minor-axis pure bending. *Int J Mech Sci.* 2013;73:77–81. Available from: doi:10.1016/j.ijmecsci.2013.04.011.

[10] Torabian S, Zheng B, Schafer BW. Experimental study and modeling of cold-formed steel lipped channel stub beam-columns. *Proc. Annu. Stab. Conf. Struct. Stab. Res. Counc.,* 2014, p. 366–387.

[11] Torabian S, Zheng B, Schafer BW. Experimental response of cold-formed steel lipped channel beam-columns. *Thin-Walled Struct.* 2015;89:152–168. Available from: doi:10.1016/j.tws.2014.12.003.

[12] Kumar N, Sahoo DR. Optimization of lip length and aspect ratio of thin channel sections under minor axes bending. *Thin-Walled Struct.* 2016;100:158–169. Available from: doi:10.1016/j.tws.2015.12.015.

[13] ArcelorMittal. Trelifácil®: muito mais facilidade para construir lajes [Internet]. 2017 [cited 19 December 2018]. Available from: http://blog.arcelormittal.com.br/trelifacil-muito-mais-facilidade-para-construir-lajes/

[14] ArcelorMittal Brasil. Trelifácil® – Solução em aço para lajes [Internet]. 2018 [cited 19 December 2018]. Available from: https://www.youtube.com/watch?v=Ou8GDQDTWZ0

[15] Batista EM. Effective section method: A general direct method for the design of steel cold-formed members under local–global buckling interaction. *Thin-Walled Struct*. 2010;48:345–356. Available from: doi:10.1016/J.TWS.2009.11.003.

[16] American Iron and Steel Institute. AISI S100-16w/S1-18. *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*. United States: AISI; 2016.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

ESTUDO PARAMÉTRICO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO COM OU SEM PROTENSÃO EXTERNA

Raphael Henrique Da Silva Palitot[1]
Sandro Valério de Souza Cabral[2]

Resumo

O uso de vigas mistas em aço-concreto pode ser incrementado com a introdução da protensão interna ou externa. Este procedimento é amplamente utilizado em estruturas de concreto armado. A protensão, a partir da aplicação de um esforço controlado de compressão, pode melhorar o comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto, diminuindo esforços de flexão e deformações. Existem poucos estudos neste assunto no Brasil, especialmente no que se refere a sua viabilidade técnica e econômica. O objetivo deste artigo é realizar o dimensionamento de vigas mistas bi-apoiadas com ou sem protensão externa para avaliar a sua viabilidade com a variação do vão livre. O estudo é realizado a partir de premissas práticas de utilização de vigas mistas como obras de médio porte, edifícios comerciais com laje *steel deck*, perfis laminados tipo W e cordoalhas engraxadas. A motivação deste estudo é a possibilidade de aplicação da protensão em grandes vãos de vigas mistas mesmo considerando as limitações de perfis laminados (altura máxima de cerca de 61cm) e cordoalhas (CP 190RB e CP210RB) disponíveis no Brasil, observando as condições de pós-tração sem escoramento desejáveis do ponto de vista produtivo. Conclui-se que é viável a utilização da protensão externa em grandes vãos (de cerca de 16m a 30m) e que existe uma faixa de competição técnico-econômica com as vigas mistas sem protensão para vãos entre cerca de 16m e 18m.

Palavras-chave: protensão; viga mista; aço; concreto armado.

PARAMETRIC STUDY OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS WITH OR WITHOUT EXTERNAL PRESTRESSING

Abstract

Steel-concrete composite beams behavior can be improved through the introduction of internal or external prestressing. This procedure is already widely used for reinforced concrete structures. Moreover, prestressing enhances the structural behavior of steel-concrete composite beams, reducing bending moments and deformations from the application of specified compression forces. There are not many studies on this subject in Brazil, especially regarding its technical and economic viability. The objective of this article is to carry out the structural design of simple supported composite beams with or without external prestressing to evaluate their viability with the variation of the free span. The study is based on practical assumptions for the use of composite beams in medium-sized buildings such as commercial buildings with steel deck slabs, W-type laminated beams and unbonded pos-tensioning cables. The motivation of this study is the possibility of application of prestressing in large spans of composite beams even considering the limitations of laminated beams (maximum height of about 61cm) and two types of unbonded cables (CP 190RB and CP210RB) available in Brazil. Post-tensioning conditions with no shoring are considered to improve productivity. It is concluded it is feasible to use external prestressing in large spans (from about 16m to 30m). In

addition, there is a range of technical-economical competition with composite beams without prestressing for spans between 16m and 18m.

Keywords: prestressing; composite beam; steel; reinforced concrete.

[1] Engenheiro Civil, Engenheiro estrutural na Projectaço Projetos e Soluções Estruturais Ltda, João Pessoa – PB.
[2] Engenheiro Civil, Mestre em Estruturas, MPhil in Civil Engineering, Diretor Técnico da Projectaço Projetos e soluções estruturais Ltda, João Pessoa – PB, Professor do curso de Engenharia Civil do UNIPÊ – João Pessoa - PB.

1 INTRODUÇÃO

Com a modernização da construção civil e a grande necessidade de novos sistemas estruturais otimizados, no que diz respeito à velocidade de execução e melhor controle nos processos construtivos, as estruturas mistas em aço e concreto vêm a cada dia sendo mais utilizadas em obras de médio e grande porte. Estas estruturas podem atender às necessidades do mercado, pois além da maior facilidade de execução possuem um melhor aproveitamento dos materiais aço e concreto, uma maior proteção contra o fogo e corrosão, um menor consumo de aço, uma maior rigidez, etc. com relação a soluções apenas em aço, por exemplo. A construção mista compreende uma variedade de sistemas e elementos estruturais, tais como: vigas mistas, pilares mistos, treliças mistas, ligações mistas e lajes mistas.

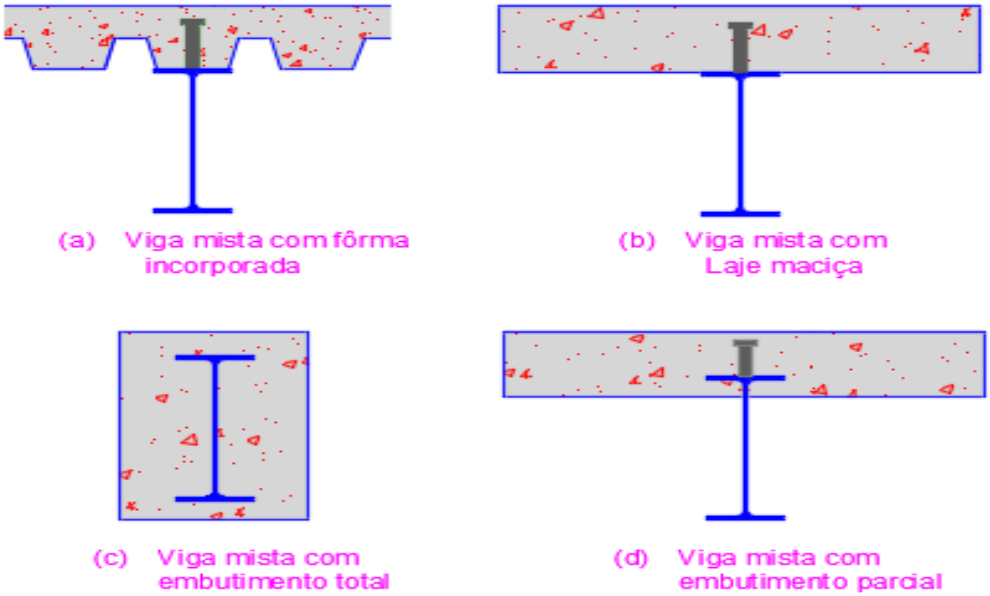
A junção de um perfil de aço com uma laje de concreto solidarizados com conectores de cisalhamento caracteriza a viga mista aço-concreto. Esse elemento possui técnicas difundidas e bem estruturadas, mostrando-se versátil na execução e bastante eficiente para vencer grandes vãos.

O uso de estruturas mistas é intensificado a partir do fim da segunda guerra mundial. Nessa época, o concreto é incorporado às vigas em aço como uma forma de protegê-las quando expostas ao fogo e à corrosão e, mais do que isso, como uma forma de reduzir o peso de aço, que naquele momento era escasso. Pfeil e Pfeil [1] comentam que os engenheiros europeus percebem que quando as vigas são envolvidas por concreto, há um ganho de resistência e rigidez que até então não havia sido levado em conta nos cálculos. Outro ponto identificado é que as flechas são significativamente diminuídas.

Nesse contexto, as estruturas formadas por vigas mistas oferecem uma série de vantagens. A seção de aço pode ser reduzida, levando em conta que o concreto resiste a uma parcela do esforço, especialmente de compressão. Além disso, esta é mais rígida do que vigas em aço de mesma seção transversal. Isto promove uma melhor distribuição de esforços com consequente diminuição de deformações como também redução ou eliminação da possibilidade de instabilidade global ou local.

Os tipos mais usuais de vigas mistas são compostas por perfis I ou W associados a lajes mistas tipo *steel deck* apoiadas, em geral, na sua mesa superior e ligados por conectores de cisalhamento. Entretanto, também é possível se ter um embutimento total ou parcial da viga na laje, como mostra a Figura 1. A NBR 8800:2008 [2] fixa critérios para o dimensionamento de vigas e outros elementos mistos.

Figura 1 – Tipos usuais na composição de vigas mistas (adaptado de Malite [3])

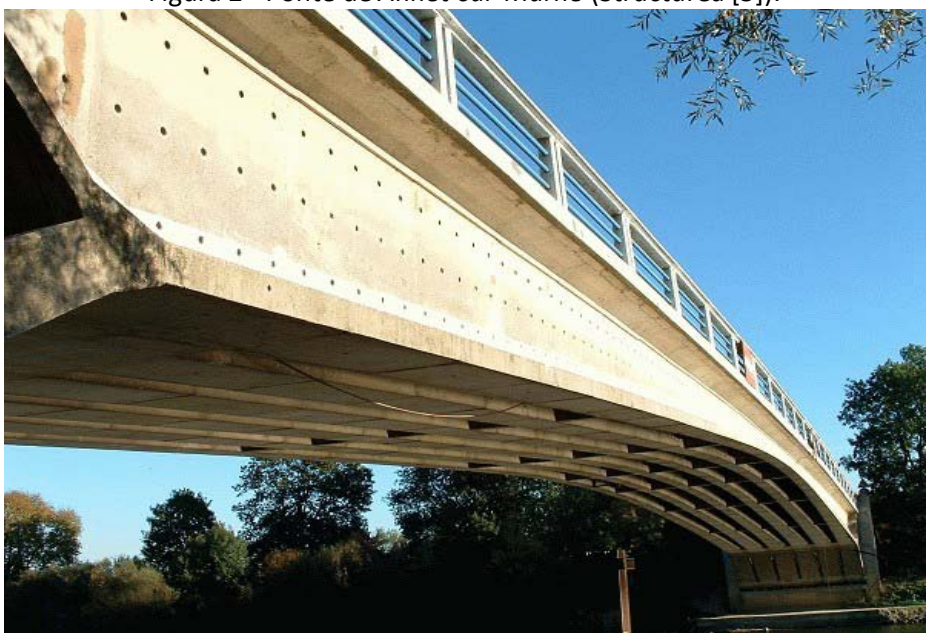


O conceito de protensão consiste em gerar um estado prévio de tensões capaz de melhorar a resistência de um elemento estrutural ou seu comportamento sob diversas condições de carregamento. A protensão, com o advento dos aços de alta resistência, traz ao mercado e à comunidade técnica a possibilidade de soluções estruturais mais arrojadas e econômicas. Esta tem larga utilização em estruturas de concreto, contudo, o tema é pouco abordado na literatura quando se busca aliar seu uso com estruturas de aço ou mistas aço-concreto.

A utilização de estruturas protendidas é bastante antiga. Com a protensão é possível aliviar ou até mesmo anular as tensões de tração na seção de concreto. Dessa maneira, resulta-se um melhor aproveitamento da capacidade resistente da seção além da redução das deformações provenientes das solicitações externas. Segundo Leonhardt [4], a primeira ideia de pré-tensionar o concreto é creditada ao norte americano P.H. Jackson em 1886. O autor cita que nos anos de 1888 o engenheiro alemão W. Dohrung apresenta uma patente sobre protensão em bancada e em 1906, M. Koenen realiza os primeiros estudos sobre armadura sob tensão.

No entanto, só ao final do ano de 1928, o primeiro trabalho consistente sobre protensão é apresentado por Eugène Freyssinet. Esse estudo deixa claro que as ações dos fenômenos de deformação lenta e retração do concreto têm influência significativa na protensão. Anos depois, Freyssinet projeta e executa a primeira obra de concreto protendido do mundo, uma ponte de vão expressivo (74 metros) sobre o Rio Marne na França (Leonhardt [4]) como mostra a Figura 2.

Figura 2 - Ponte de *Annet-sur-Marne* (Structurea [5]).



Troitsky [6] mostra que o mesmo princípio de protensão pode ser aplicado em estruturas de aço com a ponte *Squire Whipple* (Figura 3) nos Estados Unidos em 1837. Este também introduz a protensão em elementos tracionados de uma treliça em ferro fundido com o objetivo de melhorar o seu comportamento estrutural. Nesse sentido, a técnica da protensão em estruturas de concreto ou de aço tem seu desenvolvimento em períodos aproximadamente iguais.

Figura 3 - Ponte *Squire Whipple* (Nelsen [7])

Troitsky [6] comenta que o concreto protendido se desenvolve com maior rapidez do que o uso de protensão em estruturas metálicas pelo simples fato de que o aço era um material abundante naquela época e, portanto, a redução do consumo de aço nas estruturas não trazia nenhuma vantagem ao mercado. Além disso, verifica-se que a tecnologia do concreto protendido experimenta um grande salto em desenvolvimento de seu comportamento estrutural e as técnicas de execução também evoluíram no mesmo passo.

As primeiras idealizações do uso de protensão em elementos mistos tem início no século XX, uma vez que as indústrias e a comunidade técnica já apresentam conhecimento suficientes para tal. Nesse contexto, há também uma tendência de estudos voltados a estruturas mistas aço-concreto na mesma época. Como resultado destes estudos, uma grande quantidade de artigos científicos é publicada abordando o uso de protensão com os novos aços de alta resistência. Em 1949, Dischinger faz um estudo para vigas mistas protendidas bi-apoiadas com excentricidade constante ao longo do vão e em vãos contínuos. No ano de 1949, Szilard sugere métodos de dimensionamento e análise dos efeitos de retração e fluência para vigas mistas com protensão externa (Ayyub; Sohn e Saadatmanesh [8]).

Outros autores, como Strass, desenvolvem um estudo experimental voltado à análise de vigas mistas protendidas bi-apoiadas no ano de 1964. E, Regan analisa o comportamento dos efeitos provocados pela variação de espessura da laje de concreto e da força de protensão em vigas mistas em 1966 (Ayyub, Sohn e Saadatmanesh [8]).

Segundo Mukhanov [9], para se obter um maior desempenho do elemento estrutural, o cabo de protensão deve ser posicionado preferencialmente abaixo da mesa inferior, pois, dessa forma pode ser tirado maior proveito da protensão. Este também ressalta a necessidade do uso de enrijecedores/desviadores como uma forma de prevenção de possíveis instabilidades locais da alma e mesa, uma vez que a carga de protensão pode gerar flambagem nos elementos que constituem a seção mista.

Safam e Kouhoutkvá [10] executam estudos experimentais em vigas mistas bi-apoiadas com ou sem protensão externa. Nesta análise é constatado que o uso de protensão externa em vigas mistas que estão preponderantemente submetidas a momentos fletores positivos aumenta a sua resistência à flexão de maneira significativa para seções compactas. Já em seções semi-compactas e esbeltas, é comprovado que, apesar de haver um aumento na capacidade resistente à flexão, estas são mais suscetíveis à instabilidade lateral, que podem ser atenuadas/impedidas com o uso de enrijecedores ou controle da carga de protensão.

De maneira geral, os estudos voltados à aplicação de protensão em vigas mistas aço-concreto buscam caracterizar parâmetros como: fluência do concreto, traçado do cabo, força no cabo, deslizamento da laje de concreto em relação à viga de aço, os efeitos de instabilidade locais e globais nos elementos da seção mista em estudo.

Os estudos que possibilitam melhor compreensão sobre os efeitos de instabilidade são descritos por Belletti e Gasperi [11]. Estes concluem que, para uma maior eficiência no sistema, é necessário um acréscimo no número de desviadores, promovendo uma menor possibilidade de instabilidade na alma durante o estágio de protensão. No entanto, é preciso alertar sobre as altas tensões de compressão resultantes na viga mista durante a fase de protensão, que torna a sua instabilidade o principal fator limitante de projeto.

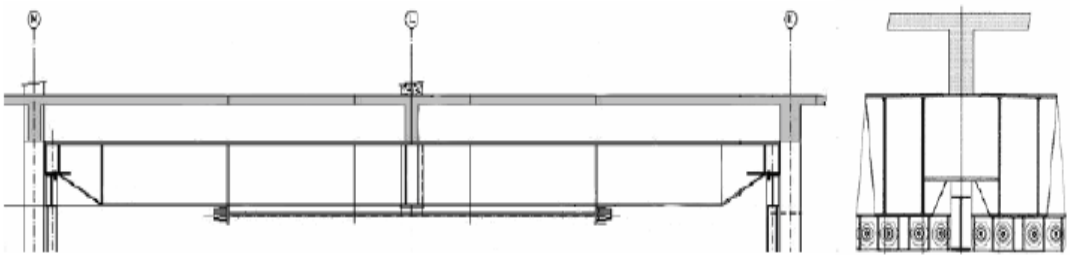
Alternativamente, Ayyub, Sohn e Saadatmanesh [8] apresentam estudos teóricos e experimentais para vigas mistas protendidas em região de momento negativo. Estes destacam que, para este caso, o uso da protensão pode prevenir a fissuração da laje para os carregamentos de serviço e melhorar a situação de fadiga, a partir da diminuição das tensões de tração na mesa superior da viga mista. E ainda que o índice da tensão de compressão na mesa inferior tem significativa redução, o que resulta em uma maior capacidade resistente para seções compactas.

A fim de comprovar os estudos teóricos, pesquisas mais recentes são realizadas por Nunziata [12] e [13]. O autor desenvolve um método de dimensionamento de vigas metálicas com o uso de protensão externa e no ano de 1999 realiza um ensaio experimental em uma viga de aço protendida ilustrado na Figura 4.

Figura 4 – Ensaio de capacidade de carga em viga de aço com protensão externa (Nunziata[12])

No Brasil, a aplicação da protensão em vigas de aço é realizada pela primeira vez no Hotel Hilton, em São Paulo no ano de 2001. A estrutura é projetada pela engenheira civil Heloísa Maringone. A ideia de usar uma viga de aço com pré-tração externa surge da necessidade de adaptar as garagens do hotel para ambientes de reuniões sem que o seu funcionamento seja afetado. É importante enfatizar que, antes da reforma, o vão entre pilares do subsolo era de 7,5m e o necessário para o novo ambiente era 15m. A solução encontrada pela engenheira foge das soluções estruturais comuns, e é apresentada na Figura 5 (FERREIRA [14]).

Figura 5 - Viga de aço com protensão externa do Hotel Hilton (Ferreira [14])



Os estudos no Brasil têm início com Sampaio Junior [15] em 1976, através do estudo sobre o dimensionamento econômico de vigas de aço protendidas. O estudo é realizado com vigas de seção I de abas desiguais e com cabo de protensão abaixo da mesa inferior com traçado reto. Ferreira [14], Cardoso [16], Nelsen [6] e Palitot [17] recentemente analisaram o uso de protensão tanto em vigas de aço em perfil I e seção compacta, bem como em vigas mistas.

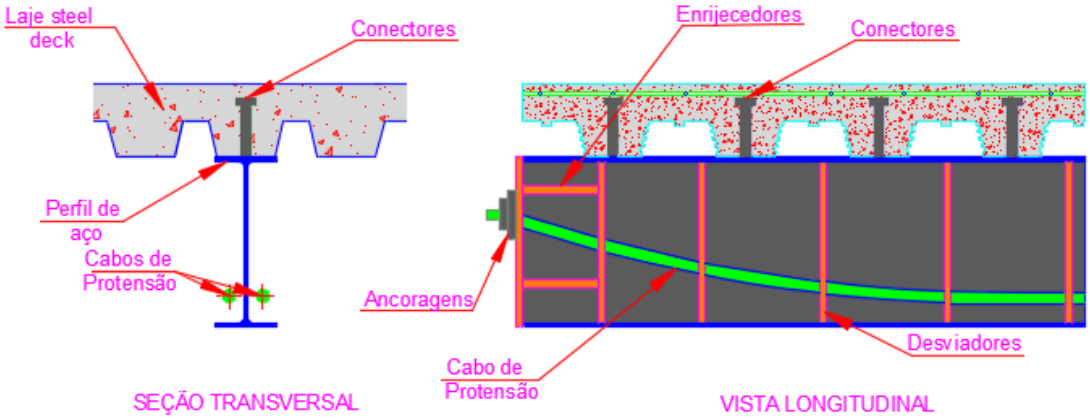
O foco principal desta pesquisa é o aprofundamento de estudos e técnicas para o melhoramento estrutural de vigas mistas aço-concreto, buscando unir as vantagens das vigas mistas aço-concreto com a protensão externa. Um estudo paramétrico é realizado, a partir do método de

dimensionamento proposto por Nelsen [6], para identificar o vão ideal para o uso de protensão em vigas mistas aço-concreto bi-apoiadas. O estudo é realizado considerando premissas práticas de utilização de vigas mistas como obras de médio porte, edifícios comerciais com laje *steel deck*, perfis laminados tipo W, limitados a 61cm de altura, e cordoalhas engraxadas comerciais (CP190RB e CP210RB). A motivação deste estudo é a possibilidade de aplicação da protensão em grandes vãos de vigas mistas observando as condições de pós-tração sem escoramento desejáveis do ponto de vista produtivo. Verifica-se que para pequenos vãos, o uso de protensão em vigas mistas não traz grandes benefícios, tanto do ponto de vista estrutural como econômico. Já com o aumento do vão, o uso da protensão pode oferecer vantagens consideráveis.

2 CARACTERIZAÇÃO, DIMENSIONAMENTO E CRITÉRIOS DE PROJETO

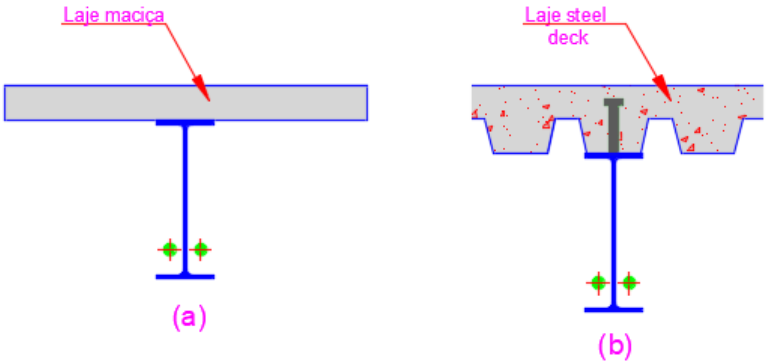
Na concepção das vigas mistas protendidas, podem ser definidas diferentes formas de arranjo, em função da posição do cabo, geometria da seção do concreto em relação ao perfil de aço, bem como do tipo de protensão aplicada. Esses arranjos garantem ao sistema misto protendido, maior ou menor eficiência estrutural dependendo das necessidades intrínsecas a cada projeto. Usualmente, a tipologia de uma viga mista protendida, é formada por uma laje de concreto armado, protendida ou com fôrma de aço incorporada em conjunto com o perfil de aço, os conectores de cisalhamento, e ainda, os cabos de alta resistência (cordoalhas), desviadores e ancoragens.
Nas vigas mistas aço-concreto ou vigas de aço, os cabos de protensão são dispostos fora da área física da seção. Nessa situação, as forças de protensão são transmitidas à estrutura através dos desviadores que são dispostos na seção de maneira uniforme e as ancoragens que estão fixadas às extremidades da seção. A Figura 6 apresenta os componentes da seção mista protendida.

Figura 6 - Componentes da seção mista protendida (adaptado de Nelsen [6]).



Os perfis de aço usualmente utilizados são os da série W fornecidos pela Gerdau AçoMinas. A simetria destes perfis facilita a execução e o dimensionamento da seção mista protendida. As configurações de vigas mistas mais utilizadas são com lajes maciças de concreto ou laje com fôrma incorporada (*steel deck*). A Figura 7 ilustra os tipos mais comuns de seção mista protendida.

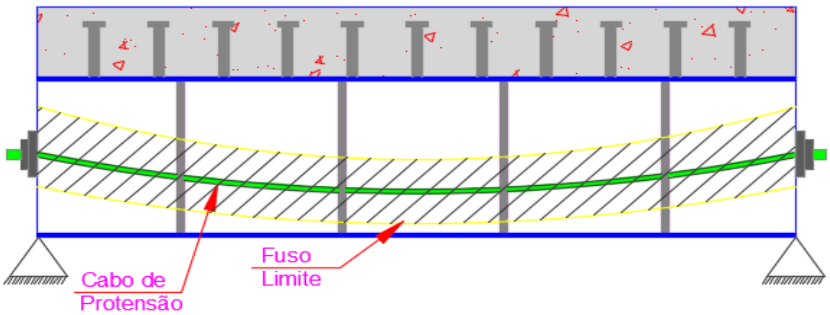
Figura 7 - Seção com laje maciça; seção com laje steel deck (adaptado de Nelsen [6]).



As vigas mistas protendidas podem ser dimensionadas pelo método das tensões admissíveis ou pelo método dos estados limites. No método das tensões admissíveis, considera-se a distribuição de tensões na seção transversal da viga. Desse modo, a distribuição de tensões em uma viga mista protendida é formada pelo somatório da tensão provocada pela força de compressão, tensão devido à flexão provocada pela excentricidade da força de protensão e tensão de flexão proveniente do carregamento externo. Já no método dos estados limites, é admitida a plastificação da seção em perfil com seção compacta devidamente contraventado lateralmente, de modo que não haja instabilidade local ou global. Em seções semi-compactas e ou destravadas lateralmente são adotadas as tensões em regime elástico (Ayyub, Sohn e Saadatmanesh [8]). Neste estudo opta-se pelo método dos estados limites, adotado pela NBR 8800:2008 [2].

O dimensionamento da viga mista protendida é limitado às tensões críticas de estabilidade. Portanto, o critério é o da plastificação total da seção mista, mas com o cabo trabalhando em regime elástico. A força de protensão não deve ultrapassar as tensões resistentes da seção mista independentemente do traçado do cabo. Portanto se faz necessária a verificação de tensões normais ao longo do vão da viga mista e não somente na seção mais solicitada, prevenindo a ocorrência de tensões elevadas em regiões com baixos esforços externos. A faixa dentro da altura da viga, onde os cabos de protensão devem se situar de modo a atender esta verificação de tensões, é chamada de fuso limite (Nunziata [18]) conforme ilustra a Figura 8.

Figura 8 - Representação do fuso limite (adaptado de Bastos [19])



Quanto ao tipo de protensão, as vigas mistas podem ser pós-tracionadas ou pré-tracionadas. Entende-se como pré-tração a aplicação da força de protensão antes do lançamento do concreto na forma e como pós-tração a aplicação da protensão após a cura do concreto. Este estudo limita-se a vigas mistas com protensão externa pós-tracionada de modo a não prejudicar a produtividade no canteiro de obra, que é fundamental para estruturas em aço. O uso da protensão pré-tracionada pode trazer problemas de estabilidade para as vigas de aço e requerer travamentos temporários ou escoramentos que podem aumentar custos e o tempo de execução.

O cabo de protensão e a viga mista são analisados como elementos isolados, pois não há transferência de cisalhamento longitudinal entre eles, exceto nos pontos de ancoragem. A seguir apresenta-se a formulação para se determinar a linha neutra e o momento fletor resistente (M_{Rd}) da seção mista de aço e concreto protendida para seções compactas.

A linha neutra plástica (LNP), dependendo da geometria da seção e resistência dos materiais, pode tanto estar localizada no perfil de aço (Caso I) quanto na laje de concreto (Caso II) figura 9. No caso do perfil de aço, a linha neutra plástica ainda pode assumir duas posições distintas: na mesa superior do perfil de aço (Caso I-A) ou na alma do perfil (Caso I-B), conforme indicado na figura 10.

Figura 9 – Distribuição de forças: Caso I e Caso II (adaptado de Nelsen [6])

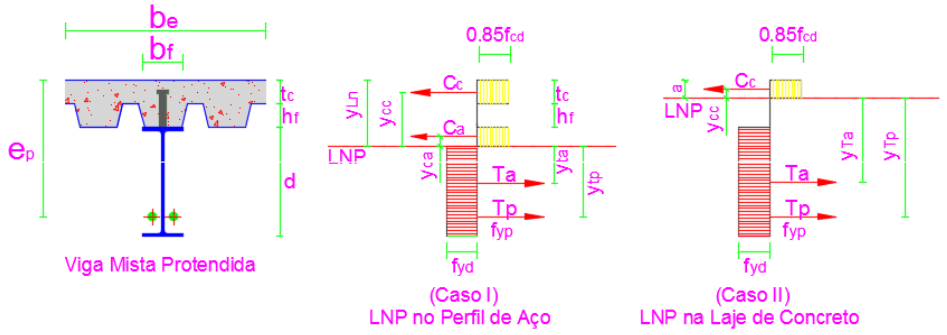
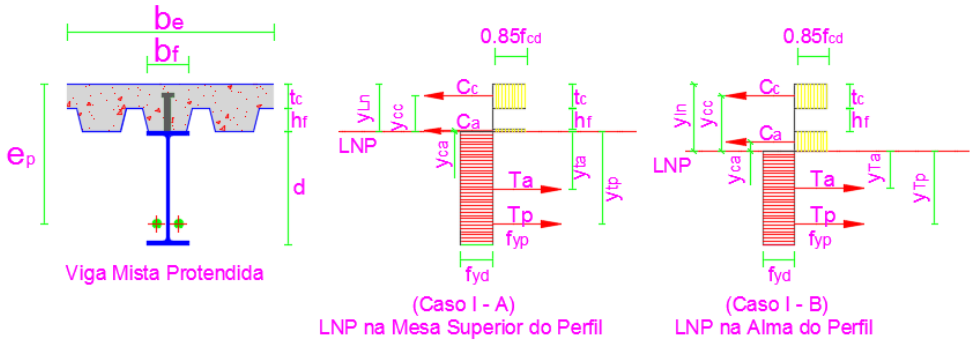


Figura 10 – Distribuição de forças: Caso I – A e Caso I – B (adaptado de Nelsen [6])



O Quadro 1 apresenta a formulação para o dimensionamento das vigas mistas protendidas bi-apoiadas.

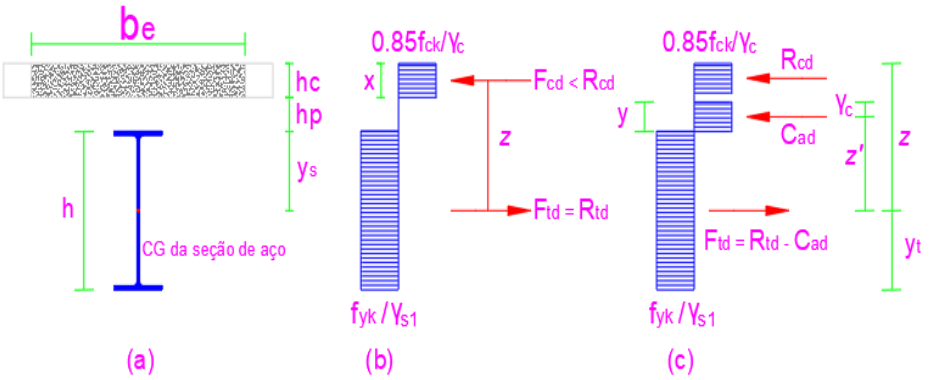
Quadro 1 – Formulação para determinação da LNP e momento resistente (M_{Rd}) em vigas mistas protendidas bi-apoiadas (adaptado de Palitot [17] e Nelsen[6])

Posição da LNP	Caso I-A Mesa do perfil de aço	Caso I-B Alma do perfil de aço	Caso-II Mesa de concreto
Condição	$C_a \leq A_f f_y$	$C_a > A_f f_y$	$C_c = T_a + T_p$
T_a	$(2A_f + A_w)f_y$	$(2A_f + A_w)f_y$	$(2A_f + A_w)f_y$
T_p	$A_p f_{pd}$	$A_p f_{pd}$	$A_p f_{pd}$
C_c	$(0.85 f_{cd} b_{ef} t_c)$	$(0.85 f_{cd} b_{ef} t_c)$	$(0.85 f_{cd} b_{ef} t_c)$
C_a	$0.5(T_a + T_p - C_c)$	$0.5(T_a + T_p - C_c)$	-
a	-	-	$\frac{(T_a + T_p)}{0.85 f_{cd} b_{ef}}$
y_{LN}	$t_c + h_f + \frac{C_a}{b_f f_{yd}}$	$t_c + h_f + t_f + \frac{(C_a - A_f f_{yd})}{t_w f_{yd}}$	-
y_{Ta}	$0.5(t_c + h_f + d - y_{LN})$	$0.5(t_c + h_f + d - y_{LN})$	$0.5d + t_c + h_f - a$
y_{Tp}	$e_p - y_{LN}$	$e_p - y_{LN}$	$e_p - a$
y_{cc}	$y_{LN} 0.5 \cdot y_{LN}$	$y_{LN} 0.5 \cdot y_{LN}$	$0.5 \cdot a$
y_{ca}	$0.5(y_{LN} - t_c - h_f)$	$0.5(y_{LN} - t_c - h_f)$	-
M_{Rd}	$T_a y_{ta} + T_p y_{tp} + C_c y_{cc} + C_a y_{ca}$	$T_a y_{ta} + T_p y_{tp} + C_c y_{cc} + C_a y_{ca}$	$T_a y_{ca} + T_p y_{tp} + C_c y_{cc}$

As quantidades envolvidas são: C_c = resultante na laje de concreto; C_a = resultante de compressão na viga de aço; T_a = resultante de tração na viga de aço; T_p = resultante de tração no cabo de protensão; A_f = área da seção transversal da mesa da viga de aço; A_w = área da seção transversal da alma da viga de aço; A_p = área da seção transversal do cabo de protensão; f_{yd} = resistência de cálculo do aço estrutural; f_{pd} = resistência de cálculo do aço de protensão; f_{cd} = resistência de cálculo do concreto; h_f = altura da fôrma de aço incorporada; t_c = espessura da laje de concreto; t_f = espessura da mesa da viga de aço; t_w = espessura da alma da viga de aço; d = altura total do perfil de aço; b_{ef} = largura efetiva da laje de concreto; a = altura da linha neutra plástica para o caso II; y_{LN} = altura da linha neutra plástica para o caso I-A e I-B; y_{Ta} = distância da linha neutra plástica para a resultante da viga de aço; y_{Tp} = distância da linha neutra plástica para a resultante da força de protensão; y_{cc} = distância da resultante de compressão na laje de concreto para a linha neutra plástica; y_{ca} = distância da resultante de compressão na viga de aço para a linha neutra plástica; e_p = excentricidade do cabo de protensão em relação ao topo da laje de concreto; M_{Rd} = momento resistente de cálculo.

A figura 11 apresenta as hipóteses para vigas mistas sem protensão e o Quadro 2 apresenta a formulação para vigas mistas bi-apoiadas.

Figura 11 - Seção mista (a); linha neutra plástica na laje (b); linha neutra plástica no perfil (c) (adaptado de Pfeil e Pfeil [1]).



Quadro 2 – Formulação para determinação da LNP e momento resistente ($M_{d\,res}$) para vigas mistas bi-apoiadas (adaptado de Palitot[17] e Nelsen[6])

Posição da LNP	LNP na mesa do perfil de aço	LNP na alma do perfil de aço	LNP na laje de concreto
Condição	$R_{cd} < R_{td}$	$R_{cd} < R_{td}$	$R_{cd} > R_{td}$
C_{ad}	$C_{ad} < \frac{f_y \cdot b_f \cdot t_f}{\gamma_{a1}}$	$C_{ad} = \frac{f_y \cdot b_f \cdot t_f}{\gamma_{a1}} + \frac{(y - t_f) \cdot t_0}{\gamma_{a1}}$	-
y	$\frac{C_{ad}}{f_y \cdot b_f / \gamma_{a1}}$	$\frac{C_{ad} - f_y \cdot t_f / \gamma_{a1}}{f_y \cdot t_0 / y_{a1}} + t_f$	-
y_t	$\frac{\frac{b_f \cdot {t_f}^2}{2} + h_0 \cdot t_0 \left(\frac{h_0}{2} + t_f\right) + b_f (t_f - y)\left(\frac{t_f - y}{2} + h_0 + t_f\right)}{A_t}$	$\frac{(b_f \cdot t_f)(2t_f + h_0) + t_0 (h_0 - y)\left(\frac{h_0 - y}{2} + t_f\right)}{A_t}$	
y_c	$0.5 \cdot y$	$\frac{\frac{b_f \cdot {t_f}^2}{2} + t_0 (y - t_f)\left(t_f + \frac{y}{2}\right)}{A_c}$	
C_{ad}	$\frac{(R_{td} - R_{cd})}{2}$	$\frac{(R_{td} - R_{cd})}{2}$	-
R_{td}	$\frac{f_y \cdot A}{\gamma_{a1}}$	$\frac{f_y \cdot A}{\gamma_{a1}}$	
R_{cd}	$\frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_e \cdot h_c$	$\frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_e \cdot h_c$	$\frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_e \cdot h_c$
f_{cd}	$\frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_e \cdot x$	$\frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_e \cdot x$	$\frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_e \cdot x$
x	-	-	$\frac{f_y \cdot A / \gamma_{a1}}{0.85 f_{ck} \cdot b_e / \gamma_c} < h_c$
$M_{d\,res}$	$R_{cd}\left(h - y_t + h_p + \frac{h_c}{2}\right) + C_{ad}(h - y_t - y_c)$	$R_{cd}\left(h - y_t + h_p + \frac{h_c}{2}\right) + C_{ad}(h - y_t - y_c)$	$\frac{f_y \cdot A}{\gamma_{a1}}\left(\gamma_s + h_p + h_c - \frac{x}{2}\right)$

As quantidades envolvidas são: f_{cd} = resistência de cálculo do concreto; f_{yd} = resistência de cálculo do aço estrutural; f_y = tensão de escoamento do aço; A = área da seção transversal do perfil; γ_{a1} = coeficiente de minoração da resistência do aço; γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto; b_e = largura efetiva da laje de concreto; h_c = altura da camada de concreto acima das nervuras; x = profundidade da seção de concreto comprimida; γ_s = distância do centro de gravidade do perfil à borda superior da mesa comprimida; h_p = altura da nervura da fôrma de aço incorporada; C_{ad} = força resistente de cálculo da região comprimida da seção de aço; h = altura do perfil de aço; y_t = distância do centro de gravidade da seção de aço tracionada à borda inferior; y_c = distância do centro de gravidade da seção de aço comprimida à borda superior; y = posição da linha neutra plastificada à borda superior do perfil de aço; A_t = área tracionada da seção de aço; b_f =

largura da mesa do perfil; t_f = espessura da mesa do perfil; h_0 = altura da alma do perfil; t_0 = espessura da alma do perfil; A_c = área comprimida da seção de aço.

Para as verificações de serviço das vigas mistas com ou sem protensão externa, as flechas e tensões envolvidas são analisadas conforme Quadro 3.

Quadro 3 - Verificação de tensões e flechas (adaptado de Palitot [17]; Pfeil e Pfeil [1] e NBR 8800 [2])

Limite de tensões em VM e VMP	$\frac{M_{Ga,sk}}{W_{a,i}} + \frac{M_{L,sk}}{W_{ef,i}} \leq f_{yd}$
Flechas limites	VM e VMP
$y_{tr,i}$	$\frac{A_a y_{a,i} + b_{tr} h_c \left(d + h_p + \frac{h_c}{2}\right)}{A_a + b_{tr} h_c}$
b_{tr}	$\frac{b_e}{\alpha_E}$
I_{tr}	$I_a + A_a\left(y_{tr,i} - y_{a,i}\right)^2 + \frac{b_{tr} + a^3}{12} + A_{c,tr}\left(d + h_p + h_c - \frac{a}{2} - y_{tr,i}\right)^2$
a	$d + h_p + h_c - y_{tr,i}$
$A_{c,tr}$	$b_{tr} \cdot a$
$W_{tr,i}$	$\frac{I_{tr}}{y_{tr,i}}$
δ	$\frac{5ql^4}{384 E_a I_k}$
δ_{adm}	$\frac{l}{350}$
δ_p	$\frac{P \cdot e_p \cdot L^2}{8EI}$
δ_{Total}	$\delta_g - \delta_p + \delta_q$
FC	$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} \geq 0.2$: $\frac{N_{sd}}{N_{rd}} + \frac{8}{9}\frac{M_{sd}}{M_{rd}} \leq 1$; $\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 0.2$: $\frac{N_{sd}}{2N_{rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{rd}} \leq 1$

As quantidades envolvidas são: VM = viga mista; VMP = viga mista protendida; $M_{Ga,sk}$ = momento fletor solicitante devido às ações atuantes antes da cura do concreto; $M_{L,sk}$ = momento fletor solicitante devido às ações atuantes depois da cura do concreto; W_a = módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço; $W_{ef,i}$ = módulo de resistência elástico inferior da seção homogeneizada; b_{tr} = largura efetiva homogeneizada; α_E = razão modular; $y_{a,i}$ = altura do perfil divido por dois; A_a = área da seção transversal do perfil; I_{tr} = momento de inércia da seção transformada; I_a = inercia do perfil de aço; $A_{c,tr}$ = área efetiva da seção transversal homogeneizada; a = profundidade da linha neutra elástica; l = vão teórico; q = cargas de utilização; E_a = módulo de elasticidade do aço; I_k = momento de inercia da seção transformada ou do perfil de aço; δ = deslocamento máximo em uma viga biapoiada; δ_{adm} = deslocamento limite em uma viga biapoiada; FC = taxa de flexo-compressão limite; N_{sd} = esforço de compressão solicitante; N_{rd} = esforço de compressão resistente; M_{sd} = momento fletor total solicitante; M_{rd} = momento fletor resistente; δ_P = deslocamento devido a protensão; P = carga de protensão aplicada; e_p = excentricidade do cabo de protensão.

A força de protensão inicial deve causar tensões na viga de aço inferiores a sua resistência ao escoamento de cálculo (f_{yd}). Assim a força de protensão P é calculada igualando-se o somatório das tensões atuantes na viga à resistência de cálculo do aço estrutural conforme Equação 1 (Nunziata [13]).

$$P = \frac{f_{yd} + \frac{M_g}{W}}{\frac{\beta \cdot y_p}{A_a} + \frac{\beta \cdot y_p \cdot e}{W}} \qquad (1)$$

E o incremento de força é determinado pela Equação 2.

$$\Delta_P = \frac{\frac{e}{l}\int_0^l M(x)dx}{e^2 + \frac{E_a I}{E_a A_p} + \frac{I}{A}} \qquad (2)$$

As quantidades envolvidas são: $\mathrm{P} =$ força de protensão; $M_g =$ momento fletor máximo referente ao peso próprio da viga de aço considerando o coeficiente de segurança; $W =$ módulo de resistência elástico da viga de aço; $e =$ excentricidade do cabo de protensão em relação ao centro de gravidade da seção de aço; $A_a =$ área da viga de aço; $l =$ vão teórico; $A_p =$ área da seção transversal do cabo de protensão; $\mathrm{I} =$ inércia do perfil de aço; $E_a =$ módulo de elasticidade do aço; β = coeficiente de segurança relacionado às perdas de protensão nos desviadores (cerca de 1.1); y_p = coeficiente de segurança relacionado à força de protensão (cerca de 1.1).

A determinação do momento fletor resistente, da resistência ao cisalhamento, da flambagem local da alma, dos conectores de cisalhamento e dos deslocamentos para a seção de aço seguem as recomendações da NBR 8800:2008 [2].

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este estudo analisa as vigas mistas bi-apoiadas em perfil W compacto com ou sem protensão externa de um pavimento tipo de um edifício comercial com modulação de L x 6m.
As cargas consideradas são (NBR 6120:1980[2], tabelas de fornecedores de lajes tipo *steel deck* e catálogo de perfis fornecidos pela Gerdau AçoMinas):

a) Antes da cura do concreto: peso próprio da laje – 2,74 kN/m² (steel deck MF 75 com altura total 150 mm); peso próprio da estrutura das vigas de aço - 0,30 kN/m² (estimado); sobrecarga de construção – 1 kN/m².
b) Depois da cura do concreto: peso próprio da laje – 2,74 kN/m² (steel deck MF 75 com altura total 150 mm); peso próprio da estrutura das vigas de aço - 0,30 kN/m² (estimado); peso próprio das divisórias – 1 kN/m²; peso próprio do revestimento – 1 kN/m²; sobrecarga – 3 kN/m².

As combinações últimas normais e de construção (ELU) e as combinações de serviço (ELS) consideradas seguem as prescrições do item 4.7 da NBR 8800:2008 [2].

As características dos materiais utilizados são:

a) Concreto: $f_{ck} = 30\ MPa$.

b) Aço para perfil laminado: tipo ASTM A-572 Gr 50; módulo de elasticidade - $E = 20000\ kN/cm^2$; módulo de elasticidade transversal - $G = 7700\ kN/cm^2$; tensão de escoamento - $f_y = 34{,}5\ kN/cm^2$; massa específica - $\rho_a = 78{,}50\ \frac{kN}{m^3}$.

c) Cordoalhas para protensão: módulo de elasticidade - $E = 20200\ kN/cm^2$; tensão de escoamento CP 210 RB - $f_y = 182{,}6\ kN/cm^2$; tensão de escoamento CP 190 RB - $f_y = 165{,}20\ \frac{kN}{cm^2}$.

Os perfis W são escolhidos de modo a otimizar o desempenho estrutural, a partir do atendimento dos ELU e ELS, e o menor peso considerando os perfis W disponíveis comercialmente. O vão L é variado de 6 a 30m, a cada 3m, para verificar a viabilidade técnico-econômica das duas opções estudadas. Observa-se que somente para vigas mistas com protensão é possível alcançar o vão de 30m levando em conta a disponibilidade dos perfis laminados. Os custos das vigas são avaliados a partir do preço de R$ 5,04 por quilo para os perfis W em aço ASTM A-572 gr50 e de R$ 7,35 por quilo para as cordoalhas e os acessórios/enrijecedores para a protensão. Os resultados obtidos são sumarizados nas Tabelas 1 e 2 e no Quadro 4. O momento fletor resistente antes da cura é calculado como *Zxfy*/1.1, onde *Zx* é o módulo plástico da seção do perfil.

Tabela 1 - Vigas mistas sem protensão.

Vãos (L)	**6 m**	**9 m**	**12 m**	**15 m**	**18 m**	**21 m**	**24 m**
$M_{sd,ac}$	69,5	156,5	278,3	434,8	629,1	852,2	1113,2
$M_{sd,dc}$	142,5	320,6	570,1	890,7	1282,6	1745,8	2280,2
$M_{rd,ac}$	91,5	231,1	645,6	938,6	1308,8	2154,3	2154,4
$M_{rd,dc}$	243,8	521,1	825,4	1692,4	1985,6	3170,3	-
Perfil	W310x21	W410x38	W460x82	W610x92	W610x140	W610x217	W610x217
δ_{Max}	1,48 cm	2,13 cm	3,21cm	4,23 cm	7,52 cm	12,8 cm	-
δ_{adm}	1,71 cm	2,57 cm	3,42 cm	4,28 cm	5,14 cm	6 cm	-

Tabela 2 - Vigas mistas com protensão.

Vãos (L)	6 m	9 m	12 m	15 m	18 m	21 m	24 m	27 m	30 m
$M_{sd,ac}$	69,5	156,5	278,3	434,8	629,1	852,2	1113,2	1408,7	1739,2
$M_{sd,dc}$	142,5	320,6	570,1	890,7	1282,6	1745,8	2280,2	2885,5	3562,8
$M_{rd,ac}$	342,8	403,3	542,9	828,0	1038,7	1489,4	1688,3	1911,61	2154,3
$M_{rd,dc}$	562,4	982,9	1287,6	1740,4	2024,2	3095,3	3763,8	4021,3	4569,7
Perfil	W250x 82	W360x 72	W410x 85	W530x 101	W610x 113	W610x 155	W610x 174	W610x 195	W610x 217
δ_{Max}	0,87	0,60	1,23	1,97	2,30	3,59	4,87	5,23	6,45
δ_{adm}	1,71	2,57	3,42	4,28	5,14	6,00	6,85	7,71	8,87
FC	0,28	0,49	0,54	0,62	0,71	0,78	0,83	0,90	0,96

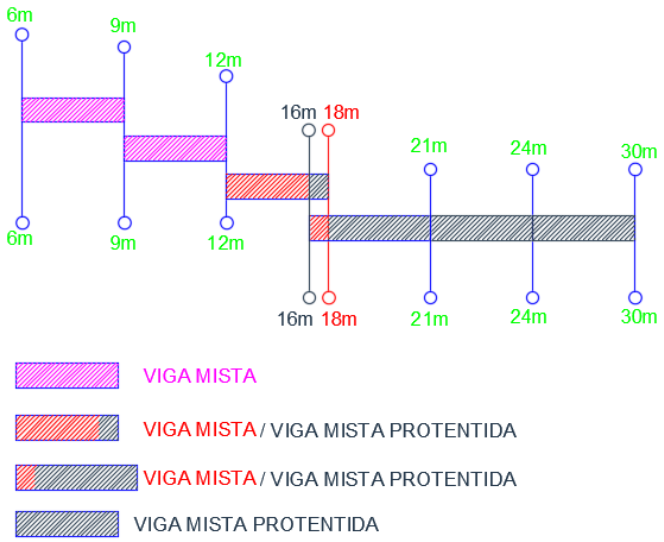
As quantidades envolvidas são: $M_{sd,ac}$ = momento solicitante antes da cura do concreto; $M_{sd,dc}$ = momento solicitante depois da cura do concreto; $M_{rd,ac}$ = momento resistente antes da cura do concreto; $M_{rd,dc}$ = momento resistente depois da cura do concreto; $M_{rd,ac}$ = momento resistente antes da cura do concreto; δ_{Max} = deslocamento máximo calculado; δ_{adm} = deslocamento admissível; FC = taxa de flexo-compressão.

Quadro 4- Viabilidade técnico-econômica

VÃO (m)	ELU	ELS	PERFIL	TIPO DE VIGA	CUSTO
6	Atende	Atende	W250x38.5	VM	R$ 1164,24
6	Atende	Atende	W360x79	VMP	R$ 2570,4
9	Atende	Atende	W410x53	VM	R$ 2404,08
9	Atende	Atende	W410x67	VMP	R$ 3458,48
12	Atende	Atende	W460X74	VM	R$ 4475,52
12	Atende	Atende	W460x97	VMP	R$ 5866,56
15	Atende	Atende	W610x92	VM	R$ 7635,0
15	Atende	Atende	W530x101	VMP	R$ 8585,2
16	Atende	N/Atende	W610x140	VM	R$ 12700
16	Atende	Atende	W610x113	VMP	R$ 9112,3
18	Atende	N/atende	W610X140	VM	R$ 12700
18	Atende	Atende	W610x113	VMP	R$ 11390,8
21	Atende	N/atende	W610x217	VM	R$ 22967,3
21	Atende	Atende	W610x155	VMP	R$ 17734,6
24	N/atende	N/atende	W610X217	VM	-
24	Atende	Atende	W610x174	VMP	R$ 22566,35
27	Atende	Atende	W610x195	VMP	R$ 28244,8
30	Atende	Atende	W 610x217	VMP	R$ 35089,4

O Quadro 4 mostra que a solução com viga mista sem protensão (VM) é mais econômica do que as vigas mistas com protensão (VMP) somente para vãos menores do que 16 m, que foi introduzido especificamente para evidenciar este fato. Como a diferença de custo entre VM e VMP não é significativa entre 16 e 18m de vão, esta é interpretada como uma faixa de competição entre as duas soluções. Note que mesmo ocorrendo esta competição, o VM não atende o ELS para vãos entre 16 e 18m, havendo a necessidade de contra-flechas significativas. Acima de 18m de vão, VM não mais atende ELS mesmo com o uso de contra-flechas (máximo de L/350 para cargas gravitacionais) e passa a não atender ELU a partir de 24m. O Gráfico 1 resume os resultados deste estudo.

Gráfico 1 - Tipo de viga vs vão livre.



4 CONCLUSÃO

A partir do dimensionamento estrutural e análise de custo de vigas mistas com ou sem protensão externa para vigas bi-apoiadas de um edifício comercial considerando perfis W compactos e cordoalhas comerciais, além de condições de pós-tração, chega-se à conclusão que, para este caso, existe viabilidade técnica e econômica da solução com vigas mistas com protensão externa para vãos livres superiores a 16m, apesar de uma competição das duas soluções para vãos entre 16 e 18m. Acima de 30m de vão livre não há mais possibilidade de uso de vigas mistas com protensão externa devido a limitação de altura e peso dos perfis disponíveis.

Agradecimentos

Agradecemos a todas as pessoas diretamente ou indiretamente envolvidas neste trabalho, especialmente ao Centro Universitário de João Pessoa, integrante do grupo Cruzeiro do Sul, através da coordenação do curso de Engenharia Civil.

REFERÊNCIAS

1 PFEIL, W.; PFEIL, M. Estruturas de Aço: Dimensionamento prático. 8. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

2 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉNICAS – ABNT. NBR 8800. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

3 ALVA, G.M.S; MALITE, M. Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. Caderno de Engenharia de São Carlos, v.7, n 25, p.51-84, 2005.

4 LEONHARDT, F. Construções de concreto: vol. 5: concreto protendido. Tradução João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Ed. Interciência, 1983.

5 Ponte Annet sur Marné 1949. Disponível em < https://structurae.info/ouvrages/pont-d-annet-sur-marne > . Acesso em 11 de setembro de 2018.

6 TROITSKY, M. S. Prestressed Steel Bridges: Theory and design. 16th ed. New York: Van Nostrand Reinhold,1990.386p.

7 NELSEN, A. C. H. Comportamento Estrutural de Vigas Mistas Aço e Concreto com Protensão Externa, Dissertação (Mestrado). São Carlos, Universidade Federal de São Carlos, 2013.

8 AYYUB, B.; SOHN, Y. G.; SAADATMANESH, H. Prestressed composite girders under positive moment. Journal of Structural Engineering, [S.I.], v.116, n.11, p. 2931- 2951, Nov.1990.

9 MUKHANOV, K. K. Design of metal structures. Moscow: Mir Publishers, 1968.

10 SAFAN, M.; KOHOUTKOVÁ, A. Experiments with externally prestressed continuous composite girders. Acta Polytechnica, Czech Technical University Publishing House, v. 41, n. 3/2001, p. 65-73, 2001.

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

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

13 NUNZIATA, Vincenzo. Prestressed steel structures design: a new frontier for structural engineering. In: ISCE-02 Second International Structural Engineering and Construction Conference, 2nd, 2003. Roma. Proceedings. Roma: [s.n.]. Disponível em: Acesso em: 01 mar. 2018.

14 FERREIRA, A. C. Vigas Metálicas Protendidas: Análise Estática, Modal e Ruptura de Cabos de Protensão e Aplicativo Computacional para Projetos. Dissertação (Mestrado). Brasília, Universidade de Brasília, 2007.

15 SAMPAIO, JR. C.F. Dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço, Dissertação (Mestrado). São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1976.

16 CARDOSO, D. C. T. Protensão em vigas mistas de aço-concreto. Rio de Janeiro: Programa de Engenharia Civil – COPPE / UFRJ, 2010. 38 p. Apostila.

17 PALITOT, R.H.S. Análise Comparativa e Dimensionamento de Vigas Mistas Aço-Concreto com ou sem Protensão externa, (Trabalho de conclusão de curso), João Pessoa, Centro Universitário de João Pessoa 2018.

18 NUNZIATA, V. Strutture in acciaio precompresso. 2. ed. Palermo: Dario Flaccovio, 2004. 229 p.

19 BASTOS, P.S.S. Concreto protendido, notas de aula. Apostila. 92 p. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2015.

20 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉNICAS – ABNT. NBR 6120. Cargas para cálculo de estruturas de edificação. Rio de Janeiro, 2008.

CONSTRU METAL 2019
ABCEM Associação Brasileira da Construção Metálica

Tema: Sustentabilidade

MÉTODOS CONVENCIONAIS DE REABILITAÇÃO E REFORÇO DE ESTRUTURAS DE AÇO

José Osvaldo Ferreira Filho[1]
Ronaldo Rigobello[2]
Ana Lydia Reis de Castro e Silva[3]

Resumo
Reabilitações e reforços são alternativas viáveis e sustentáveis para recuperação do desempenho de construções. Estruturas reabilitadas são comuns e investimentos nesse campo ocorrem, principalmente, em países da Europa e nos Estados Unidos. Porém, no Brasil, estudos, pesquisas e a própria utilização de técnicas de reparo de estruturas de aço não são tão difundidos no meio técnico, existindo pouca bibliografia sobre o tema. Nesse sentido, estudou-se métodos convencionais de reabilitação e reforço de estruturas metálicas, que envolvem o corte, a substituição e a adição de materiais, considerando suas aplicações e sua viabilidade técnica. Dessa forma, foi necessário compreender os fundamentos de análise estrutural, o dimensionamento e as patologias das construções em aço, estudar a relevância de reabilitações e reforços e descrever principais técnicas dos métodos convencionais de reabilitação de estruturas metálicas. Para tanto, revisou-se bibliograficamente publicações, principalmente, internacionais, a fim de obter conhecimento e conteúdo de interesse. Por conseguinte, constatou-se que reabilitações e reforços são soluções economicamente vantajosas e que não existe um número considerável de métodos convencionais que são difundidos, normatizados ou aplicados no Brasil. Ao fim, o trabalho resultou em um conjunto de informações relevantes sobre reabilitações e reforços de estruturas de aço para ser divulgado ao meio técnico.

Palavras-chave: Estruturas de aço; Sustentabilidade; Reforço estrutural; Reabilitação estrutural.

CONVENTIONAL METHODS OF REPAIR AND STRENGTHENING OF STEEL STRUCTURES

Abstract
Rehabilitation and strengthening of structures are viable and sustainable alternatives for the construction improvement. Repaired and strengthened structures are common and investments in this area occur mainly in Europe and in the United States. However, in Brazil, studies and researches about this topic are rarely published in the technical field. In this sense, this work aimed to examine and present conventional methods for the rehabilitation and strengthening of steel structures which involve the cutting and replacement of steel members or addition of steel plates, considering their applications and technical feasibility. For this, it was necessary to understand the fundamentals of structural analysis, the design and pathologies of steel constructions. It was also required to study the relevance of repair and

reinforcement and describe the main methods. In this case, scientific and technical publications were reviewed, mainly the international ones. Therefore, it was concluded that repair and strengthening have economic advantages and there is not a considerable number of conventional methods diffused, standardized, and applied in Brazil. At the end, the work resulted in a review with relevant information available for engineers and architects.

Keywords: Steel structure; Sustainability; Repair; Strengthening.

[1] Engenharia Civil, Graduado em Engenharia Civil, Bolsista de Mestrado do Departamento de Engenharia de Estruturas, UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.
[2] Engenharia Civil, Doutor em Engenharia de Estruturas, Professor do Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, Paraná, Brasil.
[3] Engenharia Civil, Doutora em Engenharia de Estruturas, Professora do Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

1 INTRODUÇÃO

Reabilitações e reforços estruturais são realizados com o objetivo de melhorar o desempenho de construções, adequando-as a condições de utilização e segurança necessárias. Para tanto, vários métodos, com suas respectivas técnicas, são empregados, possibilitando a recuperação estrutural de elementos submetidos a patologias e problemas construtivos. Dentre estes, estão os métodos convencionais de reabilitação e reforço de estruturas de aço.

A aplicação destes métodos é mundialmente comum e a tendência é que haja crescimento em sua utilização. Isso se deve às vantagens econômicas e sustentáveis que técnicas de reparo e reforço proporcionam, se comparadas a outros fins concedidos a obras deterioradas, como, por exemplo, demolições.

No Brasil, não é diferente: existe uma procura crescente por reformas. Entretanto, como é maior a utilização de concreto armado, são realizados maiores estudos voltados a determinadas técnicas para este, do que para outros materiais, como madeira e aço, por exemplo.

Em literatura brasileira, não existe número considerável de pesquisas e publicações destinadas ao tema em questão e também não há normatizações específicas, quanto aos métodos. Além disso, nos cursos de Engenharia Civil, são enfatizados cálculos, projetos e processos construtivos, porém pouco é apresentado no que diz respeito a formas de manutenção e recuperação de edificações. Inclusive, dentro da construção civil, até mesmo a Patologia, tratada como ciência, não é antiga, sendo recentes as pesquisas relacionadas ao tema. Por isso, o desenvolvimento e a divulgação de estudos sobre reabilitações e reforços estruturais são importantes.

No Brasil, no que tange à construção civil, estruturas metálicas têm representatividade notória, visto que apresentam vantagens de aplicação estrutural e, nos últimos anos, houve grande aumento de sua utilização. O número de obras que foram estruturadas em aço é relevante, sendo assim, estudar o material, bem como as formas de reabilitar estruturas metálicas, tornou-se importante para a engenharia. Deste modo, é preciso identificar e avaliar

métodos mundialmente utilizados para reforços e reabilitações de estruturas de aço, constatando sua relevância e descrevendo seus procedimentos, a fim de que se alcance maior abrangência de conhecimento e conteúdo técnico sobre o assunto.

1.1 Objetivo

Apresentar e descrever detalhadamente os principais métodos convencionais de reabilitação e reforço de estruturas metálicas.

1.2 Relevância do trabalho

Conforme o Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA) [1], a construção em estruturas de aço foi responsável por 36% do consumo de todo o aço destinado à construção civil brasileira, em 2015. Na verdade, desde os anos 50, construções em aço fazem parte do cenário de construção do país.

Dias [2] destaca que pelo menos 30 obras de grande porte foram construídas em estruturas metálicas, até o início da década de 1990. Na Figura 1, são apresentadas algumas delas, que representam o marco inicial da utilização do aço como estrutura principal em construções, no Brasil.

(a) (b) (c)

Figura 1 - Edifício Palácio do Comércio, São Paulo, construído em 1959 (a); Edifício Avenida Central, Rio de Janeiro, construído em 1961 (b); Edifício Santa Cruz, Porto Alegre, construído em 1964 (c) (Fonte: adaptado de Dias [2])

Todas as edificações citadas em Dias [2] são antigas, com pelo menos 25 anos desde sua inauguração. Segundo a norma brasileira ABNT NBR 15575:2015 [3], a vida útil estrutural normal de edifícios habitacionais, geralmente, varia entre 50 e 60 anos. Conclui-se que, possivelmente, muitas obras citadas deverão sofrer intervenções, a fim de atender às condições de segurança e utilização necessárias.

Em casos, nos quais manutenções corretivas já não garantem a qualidade de uso e segurança, técnicas de reabilitação e fortalecimento estrutural são alternativas a serem consideradas. Entretanto, o que geralmente ocorre é demolição, que não é uma opção bem-vinda do ponto de vista ambiental porque causa uma série de impactos ao meio ambiente, tais como: geração de resíduos, poluição sonora, visual, hídrica e atmosférica, alteração da paisagem, exposição do solo, possibilitando a erosão, e danos a edificações adjacentes. Sendo assim, se contrapõe a todos os princípios defendidos pela sustentabilidade.

Talvez pela falta de conhecimento técnico sobre restaurações, ou por interesses políticos e econômicos das cidades, este foi o destino de obras antigas, que possuíam aço em sua

constituição estrutural, como, por exemplo, o Palace Hotel da avenida Rio Branco, no Rio de Janeiro (RJ), demolido em 1950 para dar lugar ao Edifício Marquês do Herval, e o Palacete Prates, em São Paulo (SP), demolido em 1952 para a construção do Edifício Conde de Prates.
De acordo com a Associação Brasileira para Reciclagem de Resíduos da Construção Civil (ABRECON) [4], a produção média anual brasileira de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) é de 500 kg/hab. Conforme o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) [5], em janeiro de 2019, o país contava com 209.409.363 habitantes. Considerando que a massa unitária de RCD é de 1200 kg/m³, em concordância com dados obtidos pela ABRECON [4], estima-se que sua geração por ano seja de 87.253.901,25 m³.
Segundo o Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA) [6], estes resíduos representam um grave problema urbano, sendo que sua disposição irregular pode gerar problemas estéticos e ambientais. Além disso, Karpinsk *et al*. [7] aborda que, junto a estes, é possível encontrar matéria orgânica, produtos perigosos e embalagens propícias à acumulação de água, que possibilitam a proliferação de vetores de doenças. Sendo assim, podem ser nocivos à saúde pública. Nesse sentido, diminuir o número de demolições também representa reverter este cenário tão crítico dentro da construção civil.
O prédio do Correio Central de São Paulo (SP), apresentado na Figura 2, foi inaugurado em 22 de outubro de 1922 e é exemplo de que construções não precisaram ser demolidas e ceder lugar a outras. Passou por processos de preservação e restauração e hoje é um importante centro cultural considerado grande marco de arquitetura na cidade.

(a) (b)

Figura 2 - Correio central de São Paulo em 1929 (a) e atualmente (b) (Fonte: adaptado de SCHOLZ [8] e Correios [9])

Por conseguinte, a comunidade técnica terá de lidar com o envelhecimento de estruturas metálicas. Tendo em vista tudo o que foi exposto, a forma mais sustentável de realizar isto definitivamente não é lançando-se mão de demolições. Deve-se atentar a outros fins, que gerem menores impactos e que sejam economicamente viáveis.
A reabilitação e o reforço estrutural são caminhos que minimizam a geração de resíduos sólidos. Além disso, podem contribuir para menores prejuízos financeiros, o que será discutido e aprofundado em tópicos seguintes.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para estudo e discussão adequados sobre os métodos convencionais de reabilitação e reforço de estruturas metálicas, primeiramente, é indispensável entender as principais propriedades e

patologias do aço. Para isto, foi necessário a revisão bibliográfica sobre o que se tem de mais representativo, quanto ao uso do aço, encontrado na literatura brasileira.
Além disso, o estudo prévio de manuais e normas, como o *International Building Code* (IBC):2012 [10], ANSI/AISC 360-16 [11] e ABNT NBR 8800:2008 [12], enfocando, principalmente, na obtenção de conhecimento técnico, foi importante para facilitar na compreensão de conteúdo que discorresse sobre as técnicas descritas.
A avaliação bibliográfica sobre a viabilidade econômica de reabilitação e reparo de estruturas metálicas também foi realizada, a fim de que fosse reforçada a ideia de sua exequibilidade, sendo investigadas comparações entre investimentos necessários para a reconstrução e para a recuperação de uma edificação.
Na sequência, buscou-se trabalhos que abordassem sobre a reabilitação de estruturas e suas vantagens e desvantagens, destacando-se aqueles relacionados a estruturas metálicas.
Logo após, revisou-se livros e publicações, comparando-os para que fossem encontradas informações confiáveis e o conhecimento fosse compilado, a fim de se obter um relatório que descrevesse as principais técnicas dos métodos convencionais de reabilitação e reforço de estruturas de aço.
Por fim, o principal método para o trabalho em questão foi a revisão bibliográfica. Através dela, as respostas ao objetivo previamente especificado foram alcançadas. Por isso, foi importante haver estudo criterioso e corretas interpretações. Como não há muito publicado sobre o tema em literatura brasileira, também foi fundamental que as traduções fossem coerentes, a fim de que fosse estabelecido conteúdo conveniente e significativo para influenciar na continuidade de estudos a cerca do assunto.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir da revisão bibliográfica, um conjunto de informações relevantes sobre reabilitações e reforços de estruturas de aço foi compilado e será apresentado nos tópicos subsequentes, a começar pela representatividade do aço na construção civil.

3.1 Construções em aço

Dias [2] afirma que estruturas metálicas representam solução, sendo utilizadas e consagradas mundialmente. Principalmente, em países desenvolvidos, grandes exemplos de construções em aço se destacam. Bellei [13] aborda que, no Brasil, acredita-se que a primeira obra a utilizar material metálico na estrutura foi a construção da ponte sobre o rio Paraíba do Sul, em Niterói, no estado do Rio de Janeiro. Construída em ferro fundido, no ano de 1857, e constituída por 5 vãos de 30 metros, a ponte é ainda utilizada.
Em 1954, houve o início da construção do primeiro prédio em aço totalmente brasileiro, ou seja, projetado e construído por tecnologia e materiais nacionais. Denominado de Garagem América, representou o mais moderno edifício-garagem da América do Sul, na época. Sua construção foi finalizada em 1957, contando com 16 andares e a capacidade de acomodar 500 automóveis. Ainda em funcionamento, o edifício Garagem América representa um grande marco do emprego de estruturas metálicas na construção civil, sendo a primeira experiência brasileira em construções de edifícios estruturados em aço.
Entretanto, de acordo com Andrade [14], era previsto, antes do projeto e construção, a utilização do concreto armado como estrutura principal da edificação. Porém, graças a dois

fatores decisivos, isso não ocorreu. As colunas do primeiro pavimento, se fossem construídas de concreto armado, teriam dimensões que impossibilitariam dois carros estacionarem frente à frente, no trecho da rua Riachuelo, o que dificultaria a entrada e saída. Além do mais, para a fundação do edifício eram previstas escavações que perfurariam o solo em até 18 metros abaixo do nível da rua citada, a fim de suportar a estrutura em concreto, o que geraria movimentação de terra. Por consequência, se colocaria em risco as construções vizinhas, possibilitando desabamentos. Salienta-se que, nessa época, construir muros de arrimo e escoramentos não era opção econômica viável.

Como se pode perceber, existem vantagens na aplicação do aço, que favorecem sua escolha como estrutura principal em construções, o que justifica a disseminação de seu uso.

A utilização do aço proporciona dimensionamentos de menores seções transversais, em situações de alta solicitação por carregamento e, consequentemente, melhor aproveitamento de espaços internos da edificação e menores custos de produção.

Como é um material pré-fabricado e reversível, também contribui para menores prazos de execução, viabilizando maiores lucros, assim como garante maior facilidade de desmontagem e substituição de peças, sem comprometer a estrutura em geral. Isto propicia maior facilidade para aplicação de reforço e reparo, quando necessários.

Além disso, o aço é considerado um material sustentável, principalmente, pelo seu potencial de reciclagem. Nota-se que pode ser reciclado inúmeras vezes sem que perca suas principais características.

Tais vantagens estão relacionadas às propriedades inerentes ao material, como alta resistência mecânica, ductilidade e tenacidade. Sendo assim, o aço é capaz de resistir e transmitir esforços de elevada magnitude, sem romper ou deformar-se excessivamente.

Contudo, construções em aço também possuem certas desvantagens, como por exemplo, a necessidade de cuidados criteriosos, principalmente, em relação à proteção do aço quanto à corrosão e ao incêndio. Nota-se que a maioria destas desvantagens está associada às patologias recorrentes em estruturas metálicas.

Neste cenário, Castro [15] destaca os seguintes problemas patológicos: corrosão, instabilidade estrutural e patologias em ligações. O autor também explana que suas principais causas estão relacionadas à ação de agentes externos, falta de conhecimento técnico, ausência de instrução adequada para execução ou montagem e incoerências na elaboração de projetos.

Estas patologias são responsáveis por causar insegurança aos usuários. Neste sentido, para que se atendam às expectativas de segurança de edifícios, recorre-se a manutenções ou reabilitações da estrutura.

3.2 Reabilitação e Reforço

Objetivando a preservação e o reestabelecimento da capacidade inicial da construção, procedimentos de manutenção, correção e prevenção são empregados em edificações. O processo de reabilitação e reforço está mais associado a ações de conservação, modificação, restauração, *retrofit*, reparo e reforma, que também promovem novas condições de utilização da obra.

Com objetivos de otimização da infraestrutura pré-existente, conexões de diferentes localidades dentro de grandes áreas urbanas, melhoria da qualidade do meio no qual a construção está inserida, diminuição de gastos energéticos e ocupação de áreas degradadas (como alternativa à degradação de áreas verdes), a reabilitação de áreas urbanas e edifícios

tornou-se importante e difundida, em níveis mundiais. Além disso, a técnica mostra-se economicamente vantajosa, o que incentiva ainda mais seu crescimento.

3.2.1 Viabilidade Econômica

De acordo com Syal e Shay [16], em 1996, na cidade de New Jersey, nos Estados Unidos, foram gastos $7 bilhões de dólares para reabilitação de edificações. Outras cidades americanas, como Newark e Trenton, que também estão situadas no estado de New Jersey, apresentaram dados significativos, quanto à reabilitação de construções. Em Newark, 75% dos gastos associados em licenças para construção foram destinados a casas já existentes e, em Trenton, a relação entre os custos de reabilitação de casas e novas construções foi mais de 14 para 1.
Além dos Estados Unidos, outros países também apresentam dados significativos quanto à utilização da reabilitação de construções. Através do gráfico ilustrado na Figura 3, pode-se aferir que países como Suécia, Itália e França, desde o início do século 21, apresentam cerca de 40% do setor de produção da construção de edifícios concentrado em atividades de recuperação e reabilitação.

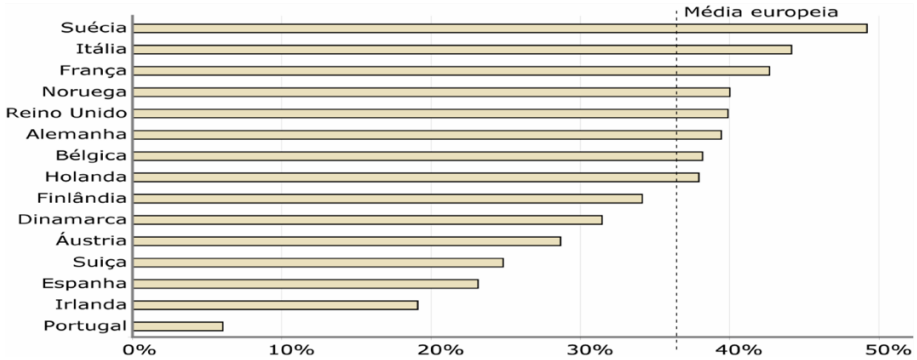


Figura 3 - Segmento da reabilitação no setor da construção em 2002 (Fonte: adaptado de Euroconstruct [17])

Técnicas de retrofit e reabilitação também já fazem parte do cenário brasileiro, principalmente, no que tange a estruturas de concreto armado. Alguns edifícios como o Panorama Paulista Corporate, em São Paulo, e Chiquito Lopes e Excelsior, em Belo Horizonte, passaram pelo processo de retrofit e, hoje, são mais modernos e adequados à utilização.
Como se vê, a tendência de reabilitações em construções e edifícios já é algo marcante e tende apenas a aumentar. Esse crescimento é justificado principalmente pelas vantagens econômicas proporcionadas por suas técnicas.
Como estudo de caso que comprova tal viabilidade financeira, temos um edifício de 1910, na cidade de Detroit, cuja área total de construção é de 10.587,79 m². Analisado por Anjaneyulu [18], a avaliação dos custos de reabilitação do edifício, observando os requisitos estabelecidos pelos códigos *Michigan Building Code* (MBC) – código de obras para construções novas – e *Michigan Existing Building Code* (MEBC) – novo código de obras de reabilitação -, foi realizada. Conforme a análise, este edifício era comercial e passou a ser habitacional. Com isso, identificou-se que, se a obra se baseasse nos requisitos do MBC, o custo seria maior em 22% que a mesma obra baseada nas normas do MEBC. Além do mais, se o edifício, por acaso, fosse demolido e novamente construído, de acordo com o mesmo projeto, o custo seria ainda maior, sendo 35% a mais que o edifício reabilitado considerando o MEBC. Na Tabela 1, é

demonstrado o comparativo de valores entre os custos de produção da demolição e nova construção, reabilitação com o uso do MBC e reabilitação com o uso do MEBC.

Tabela 1 - Comparativo de custos de produção entre os processos de demolição, reabilitação com o uso do MBC e reabilitação com o uso do MEBC (Fonte: Anjaneyulu [18])

Tipo de Obra	Demolição e nova construção	Reabilitação (MBC)	Reabilitação (MEBC)
Custo Total (US$)	10.183.320,00	9.220.528,00	7.544.638,00
Custo Unitário (US$/m^2)	961,80	870,86	712,58
Variação de custo em relação ao uso do MEBC (%)	34,97	22,21	-

3.2.2 Cenário brasileiro

Embora apresente crescimento considerável, no Brasil, a representatividade de métodos e técnicas de reabilitação e reforço de estruturas ainda é pequena, se comparada a países da Europa e aos Estados Unidos. Nos últimos anos, a reabilitação de empreendimentos habitacionais foi impulsionada, principalmente, pelo Programa de Arrendamento Residencial (PAR), que tem como um dos objetivos disponibilizar recursos para que haja a recuperação de construções. Entretanto, ainda há muito a ser alcançado (JESUS [19]).

A quantidade de empreendimentos reabilitados concluídos não é alta. Para que hajam melhores resultados, é importante existir avanços em relação às pesquisas e estudos referentes às técnicas de reforço e reparo de estruturas. No Brasil, por exemplo, a aplicação de reabilitação em estruturas de concreto armado é difundida, porém o mesmo não ocorre em estruturas de aço.

Em literatura brasileira, existem poucas técnicas normatizadas para a compreensão e utilização de reabilitação ou reforço de estruturas de aço. Até mesmo, o estudo de patologias e problemas em estruturas de aço é escasso, quanto mais formas de preveni-los e corrigi-los.

3.3 Métodos Convencionais de Reabilitação e Reforço de Estruturas de Aço

Neste contexto, os métodos convencionais apresentam-se como forma de reparo e reforço de estruturas de aço, garantindo segurança e viabilidade de utilização à construção. Incluem medidas responsáveis por adequar e solucionar os problemas presentes na estrutura, tornando-a nova, ou praticamente nova, e também restaurando seu estado inicial de desempenho.

Zhao [20] explica que os métodos convencionais para reparar ou reforçar estruturas metálicas consistem no corte, na substituição e na adição de placas de aço aos elementos estruturais, principalmente, em regiões críticas. Existem várias técnicas por meio das quais executam-se obras de reforço e reparo. Entretanto, no Brasil, apesar de serem aplicadas há anos, são pouco estudadas e há pouca referência normativa sobre o assunto. Este problema não é apenas nacional. Em muitos países, ainda não há códigos que estabelecem o correto uso dos métodos convencionais.

Conforme Tilly *et al.* [21] e Zhao [20], o método alternativo aos convencionais é a aplicação de polímeros reforçados com fibra à estrutura. Eles são constituídos por três principais componentes: fibras reforçadas, que podem ser de carbono, aramida ou vidro; compósitos de

matriz polimérica e aditivos. Esta forma de reabilitação estrutural é capaz de aumentar a resistência a tensões axiais, à flexão e ao cisalhamento, além de contribuir para maior rigidez estrutural e melhor desempenho contra fadiga.
Contudo, de acordo com Haghani [22], existem algumas limitações para a utilização deste método, que estão relacionadas à necessidade de ligações com materiais adesivos para seu desempenho. Isto se deve ao fato de que não existem normatizações e códigos suficientes, em termos mundiais, que contribuam para melhores noções sobre como este sistema de ligação atua. O método também requer mão de obra qualificada, com experiência técnica adequada para sua execução, o que em muitos países é escasso. Além disso, não se tem conhecimento suficiente sobre o comportamento a longo prazo dos polímeros reforçados com fibra aplicados como material de reforço de estruturas metálicas.
Tendo como justificativa o que foi exposto, em muitas situações, a utilização dos métodos convencionais é escolhida. Portanto, o estudo sobre as técnicas que os constituem é importante para que se otimize sua aplicação, seu desempenho e se desenvolvam novas técnicas relacionadas ao reforço e reparo da estrutura.

3.3.1 Reforço

Tide [23] afirma que as técnicas embasadas no reforço estrutural são responsáveis por aumentar a capacidade das estruturas em resistir aos esforços atuantes, buscando, geralmente, modificar os caminhos de carga ou diminuir o comprimento de flambagem. Sendo assim, na maioria das vezes, o reforço estrutural é utilizado como solução para problemas de concentração de cargas em regiões críticas e de instabilidade.
Aplicadas à estrutura quando esta não é dimensionada para suportar a quantidade total de carga à qual está submetida, técnicas de reforço estrutural são requeridas devido a dimensionamentos incorretos, problemas construtivos, deteriorações, corrosões e fadigas em geral.
Na Figura 4, são mostrados exemplos de reforços da mesa inferior do perfil de uma viga. Em (a) e (b), há o reforço através da adição de chapas horizontais, em (c), por duas chapas verticais e, em (d), duas chapas de seção transversal triangulares são adicionadas.

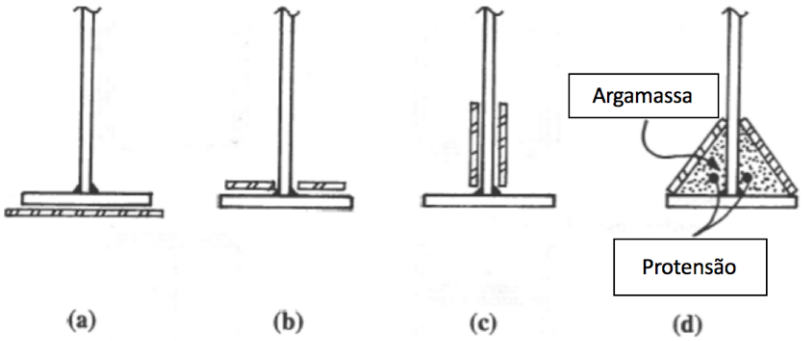


Figura 4 - Reforço da mesa inferior de um perfil metálico (Fonte: adaptado de Radomski [24])

No meio técnico, percebe-se que a adição de chapas metálicas em localidades específicas da estrutura, assim como foi exibido na Figura 4, é uma das principais ações adotadas por

técnicas de reforço. Seu principal objetivo é aumentar a resistência mecânica e/ou a resistência à fadiga dos elementos estruturais.

Baseada na incorporação de chapas metálicas à estrutura, através de soldas, parafusos ou rebites, a adição é uma ação comum e, em geral, não tão complexa, podendo ser aplicada a vários elementos estruturais.

Tilly *et al.* [21] abordam que em elementos estruturais robustos, nos quais problemas envolvendo o fenômeno de flambagem são menores, a adição de materiais metálicos à estrutura é realizada de modo menos preocupante, uma vez que a ocorrência de instabilidade estrutural causada pela adição, em tais elementos, é quase que inexistente.

Contudo, Tilly *et al.* [21] e Radomski [24] explicam que quando materiais são adicionados aos elementos estruturais, ocorre a redistribuição de suas cargas internas, o que deve ser cuidadosamente analisado, para que não se suceda outros problemas na estrutura. Sendo assim, a influência que a adição exerce sobre todas as outras partes da estrutura deve ser avaliada, uma vez que, em muitos casos, outras adições podem ser necessárias em demais elementos.

Tilly *et al.* [21] ainda destacam que a adição de chapas é capaz de aumentar a resistência contra a fadiga, ao longo do tempo, uma vez que a tensão aplicada no elemento reduz, quando a área se torna maior. Dessa forma, partes mais sensíveis ou susceptíveis à ruptura possuem maior vida útil, desempenhando maior resistência contra a fadiga.

A fadiga é conhecida como fenômeno relacionado à ruptura de componentes estruturais submetidos a condições cíclicas de tensão e deformação, ou seja, aqueles que são carregados e descarregados repetidamente (como ocorre em pontes e viadutos, por exemplo, nos quais a carga aplicada não é fixa).

Como exemplos tem-se o reforço comum de uma viga (Figura 5), o reforço da mesa superior do perfil de uma viga utilizando-se soldas e parafusos (Figura 6), o reforço de uma viga caixão de um píer (Figura 7) e o reforço através de materiais metálicos adicionados à estrutura, aumentando sua resistência à fadiga (Figura 8).

Demir [25] acrescenta que outra ação que se destaca entre as técnicas de reforço estrutural é o contraventamento da estrutura de aço. Em componentes estruturais esbeltos submetidos à compressão, a flambagem é um problema comum, porém pode ser solucionada através desta ação. Para isso, adiciona-se escoramentos ao membro estrutural, o que diminui o seu comprimento efetivo de flambagem e, portanto, aumenta sua resistência contra o fenômeno.

Por fim o autor conclui que, para reforçar estruturas modificando o caminho de influência de carga, o principal objetivo a se alcançar é desviar os efeitos dos esforços de uma região crítica da estrutura para outras. Com isso, é necessário modificar a rigidez estrutural. Enrijecer uma estrutura está relacionado a aumentar sua área transversal ou diminuir seu comprimento longitudinal. Através da adição de chapas, escoramentos e materiais extras aos elementos estruturais, o aumento da rigidez torna-se possível.

Ressalta-se que a escolha do tipo de reforço a ser utilizado é critério importante para que haja compatibilidade entre este e a estrutura. Por exemplo, muitas das vezes, opta-se pela utilização de reforços, que exercem sua função apenas quando deformações consideráveis ocorrem. Sendo assim, se não houver grandes deformações, o reforço não acontecerá. Análises para a escolha do reforço adequado devem ser realizadas.

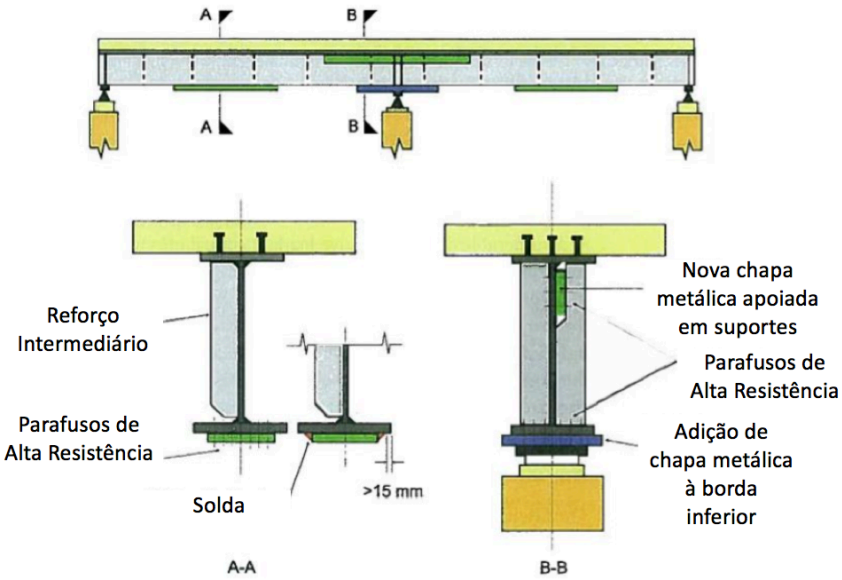


Figura 5 – Reforço comum de uma viga (Fonte: adaptado de Tilly *et al.* [21])

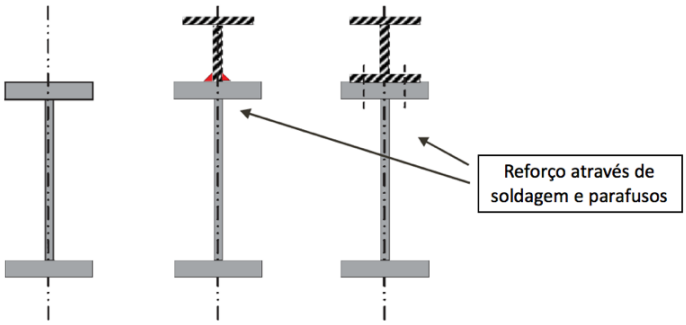
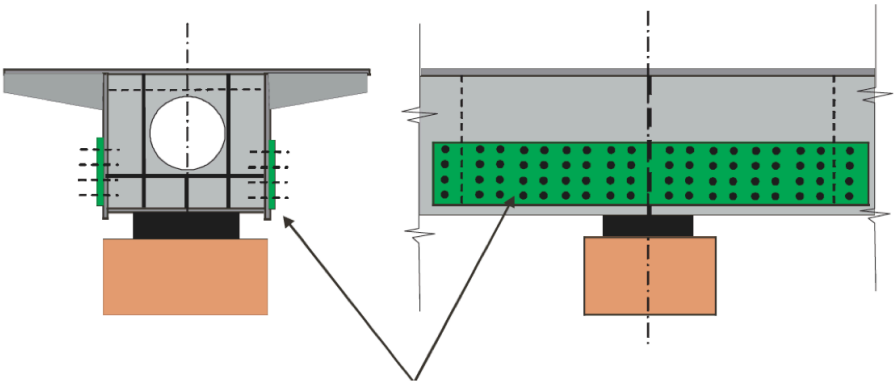
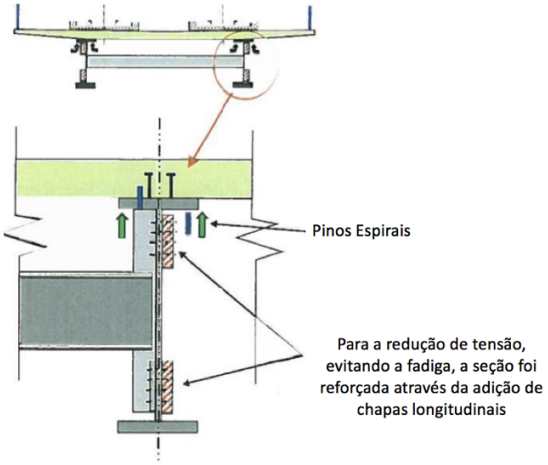


Figura 6 - Reforço da mesa superior de um perfil metálico (Fonte: adaptado de Tilly *et al*. [21])



Parafusos de alta resistência, separados de forma que a transferência de carga seja adequada ao longo da chapa metálica de reforço.

Figura 7 - Reforço da viga caixão de um píer (Fonte: adaptado de Tilly *et al*. [21])



Observação: Geralmente, conexões parafusadas estão relacionadas a melhores desempenhos contra à fadiga

Figura 8 - Ligações parafusadas utilizadas para adição de materiais metálicos para aumento de resistência à fadiga (Fonte: adaptado de Tilly *et al*. [21])

3.3.3 Reparo

Tilly *et al*. [21] discorrem que reparar estruturas significa restaurá-las às condições que tinham antes de seu desempenho ser comprometido por patologias. Define também que obras de reparo estão geralmente relacionadas a ações responsáveis por reduzir os efeitos gerados pela carga aplicada e/ou substituir elementos estruturais.

Os efeitos das solicitações, às quais a estrutura está submetida, podem ser reduzidos ou redistribuídos, de modo a não interferir seriamente no comportamento de regiões estruturais críticas, evitando, assim, casos de ruptura. Para reduzi-los, é necessário tornar os componentes estruturais mais rígidos. Portanto, o aumento da rigidez estrutural, além de desviar os efeitos gerados pela carga, como foi discutido anteriormente, também faz com que haja sua redução. Quanto à distribuição de cargas nas estruturas, esta deve ser baseada em análises computacionais ou ensaios de campo, para que sejam determinadas as técnicas adequadas de reparo.

Entretanto, quando a estrutura está deteriorada de tal modo que o reparo através do aumento da rigidez não é viável tecnicamente e economicamente, a substituição dos componentes estruturais de regiões críticas é a correta ação a ser tomada. Para isso, os custos relacionados a este tipo de reparo devem ser precisamente analisados.

3.4 Principais Métodos Convencionais de Reabilitação e Reforço de Estruturas de Aço

A seguir, serão descritos os métodos convencionais, que são comumente utilizados, a nível mundial, no que diz respeito ao reparo e reforço de estruturas de aço.

3.4.1 Método de Costura

Estruturas construídas em aço, alumínio e ferro fundido que possuem fissuras, tais como as apresentadas na Figura 9, podem ser reparadas pelo Método de Costura (*Stitching Method ou Metalock Method*). Tal reparo consiste basicamente em vedar totalmente as rupturas existentes nos elementos estruturais.

(a) (b)

Figura 9 - Fissura em pilar de ponte de ferro fundido (a) e em pilastra da ponte ferroviária Hungerford, em Londres (b) (Fonte: adaptado de Tilly *et al*. [21])

Primeiramente, com a utilização de furadeiras, brocas e gabaritos, são perfurados vários orifícios ao longo de eixos perpendiculares à fratura (Figura 10a). Logo após, as regiões intermediárias entre as aberturas são removidas, com cinzéis pneumáticos, propiciando ligação entre estas. Assim, uma liga metálica, com formato de pequenos cilindros conectados entre si, é introduzida nas aberturas, de modo a fechá-las (Figura 10b). Novas aberturas são feitas, porém, desta vez, ao longo da própria fratura (Figura 10c). Por fim, pinos metálicos são rosqueados dentro dos furos e alocados justapostos entre si, contribuindo para que toda a fenda seja selada (Figura 10d).

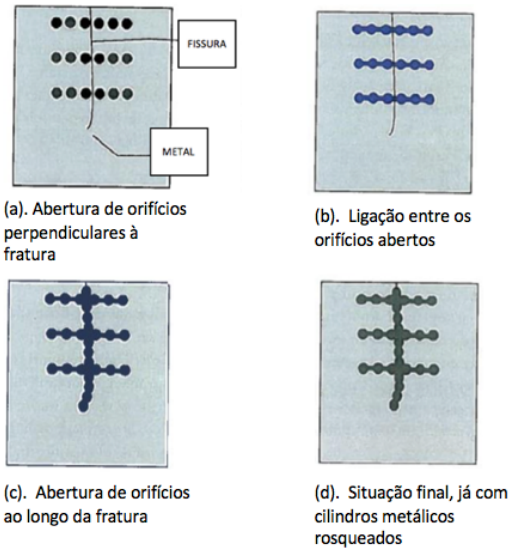


Figura 10 - Procedimento do Método da Costura (Fonte: adaptado de Tilly *et al*. [21])

Conforme Tilly *et al*. [21], é importante destacar que a liga metálica utilizada deve possuir o mesmo coeficiente de dilatação que o aço a ser reabilitado, para que problemas futuros sejam evitados. É preferível que esta seja de níquel de alta resistência (*high-nickel*), uma vez que o material em questão resiste bem a tensões cisalhantes e apresenta boa ductilidade.

Os autores também abordam que uma das vantagens em utilizar este método é o fato de não ocorrerem distorções ou tensões térmicas, já que é um processo totalmente a frio.

3.4.2 Método para Reabilitação de Componentes Corroídos

De acordo com Demir [25], quando estruturas metálicas estão corroídas, é possível realizar o reparo através da substituição dos elementos atingidos pela corrosão. Em muitos casos, entretanto, apenas a remoção da corrosão é necessária, mantendo, assim, os mesmos componentes estruturais originais. É importante, nestes casos, se certificar que não haverá o comprometimento com a segurança da construção. A restauração estrutural também pode ocorrer por meio de reforço. Para tanto, é necessário que se lance mão de novas chapas ou lâminas estruturais, que são adicionadas à estrutura antiga.

Na figura 11, é exemplificada a situação de uma estrutura corroída que foi beneficiada pelo processo de reabilitação, contando com substituição e adição de novos elementos estruturais através de soldas e parafusos. Conforme Tilly *et al*. [21], primeiramente, rebites utilizados para ligarem determinados elementos na estrutura são removidos e substituídos por parafusos de alta resistência. Outros parafusos também são usados, juntamente com soldas, para acoplar uma nova chapa metálica à parte superior da estrutura original. Cantoneiras novas também são adicionadas às cantoneiras antigas, de modo a fortalecer a estrutura. Há também a preocupação com o escoamento de água na localidade, a fim de que não entre em contato direto com a estrutura, colaborando para que ocorra processos corrosivos posteriores. Assim, através de soldagem de um perfil U metálico à parte inferior da estrutura, a água passa a ser gerida de uma nova forma.

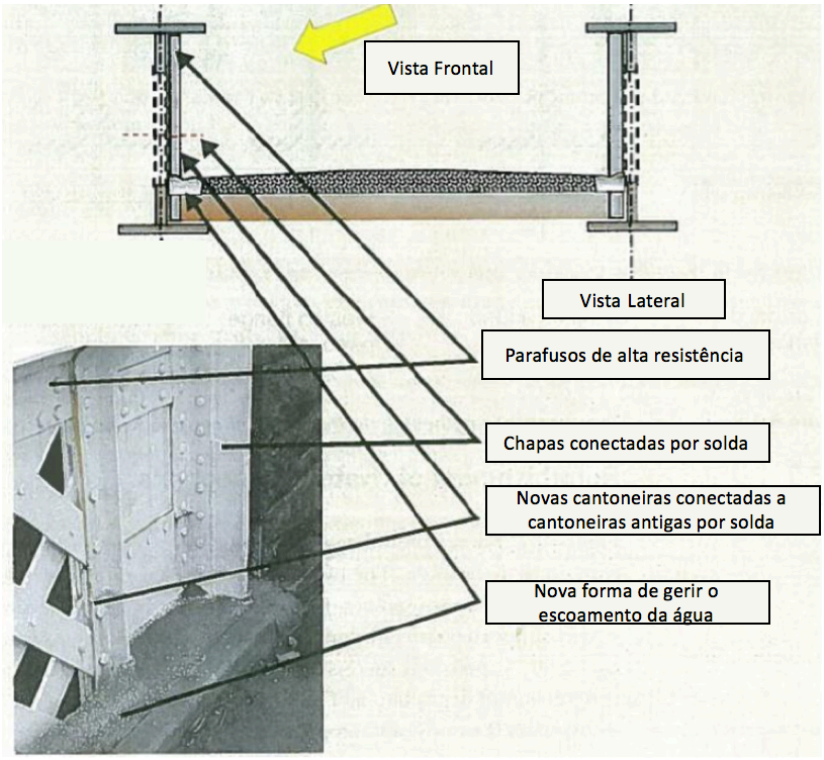


Figura 11 - Reabilitação de elemento estrutural corroído em ponte (Fonte: adaptado de Tilly *et al*. [21])

Em situações nas quais se opta pela substituição de componentes estruturais, o reforço de algumas partes da estrutura pode ser requerido. Isto ocorre quando mesas de perfis metálicos corroídas são substituídas. A seguir, na figura 12, observa-se o procedimento utilizado nestas circunstâncias.

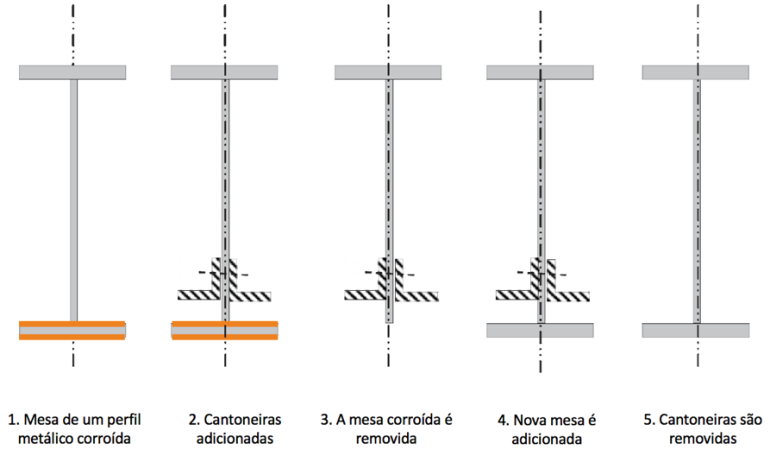


Figura 12 - Substituição de elementos estruturais corroídos (Fonte: adaptado de Tilly *et al*. [21])

3.4.3 Método para Reabilitação de Componentes Estruturais Deformados

Segundo Radomski [24], membros estruturais deformados podem ser reparados por métodos mecânicos e térmicos. Essas deformações ocorrem, muitas vezes, em pontes e viadutos, devido a acidentes causados por veículos ou ocasionados no próprio processo de construção.

3.4.3.1 Reparo Mecânico

Radomski [24] afirma que, sendo o método de reparo mais comum, o reparo mecânico consiste basicamente na aplicação de cargas externas ao membro deformado, no sentido oposto à deformação. Para a determinação das ferramentas necessárias para sua execução, é fundamental conhecer a localização e o tamanho da deformação. Outro critério importante é a espessura das chapas metálicas que sofrerão o reparo. Por exemplo, em casos de deformações pequenas e chapas menos espessas, ferramentas manuais podem ser usadas. Para maiores deformações e chapas mais grossas, macacos hidráulicos e guinchos elétricos devem ser escolhidos, para que se consiga criar forças externas consideráveis.

Apesar de ser o método mais difundido e facilmente aplicável, sendo necessário pouco conhecimento técnico para executá-lo, Radomski [24] cita algumas recomendações necessárias, presentes em normas internacionais, referentes à sua utilização, entre elas: temperaturas inferiores a -20 graus não são permitidas para a realização do processo de reparo mecânico; a força externa máxima empregada deve permanecer ao longo dos últimos 15 minutos do processo; fraturas ou defeitos não podem ser gerados de forma alguma; em casos de estruturas deformadas por flexão e torção, deve ser removida, primeiramente, a deformação por flexão e, apenas depois, a deformação causada pela torção.

3.4.3.2 Reparo Térmico

Tilly *et al*. [21] citam que processos de reparo por aquecimento são capazes de solucionar situações de distorção e flambagem, que atingem estruturas metálicas. Segundo informações

do United States Departament of Transportation [26], este método é baseado no fornecimento de calor, sob controle, para componentes estruturais plasticamente deformados. A técnica consiste em ciclos repetitivos de aquecimento e resfriamento para que, gradualmente, a estrutura seja endireitada.

Avent e Mukai [27] explicam que o processo funciona porque duas propriedades específicas do aço tornam-no possível: existência de deformação residual, após o limite de escoamento ser atingido (o que faz com que parte do aço continue alongada ou comprimida), e menores valores de limite de escoamento, quando em altas temperaturas (370 a 700 ºC). Também ilustram como o reparo térmico ocorre, exemplificando seus procedimentos aplicados em uma pequena barra de aço, como pode ser visualizado na Figura 13.

A barra não deformada é alocada em um grampo de fixação nodular (conhecido popularmente como sargento), que é responsável por fixá-la. Assim, uma pequena área da estrutura é aquecida, o que faz com que a barra tente se deslocar longitudinalmente. Isto não ocorre, uma vez que o sargento impede deslocamentos nesta direção. Entretanto, a barra consegue se deslocar nas direções lateral e transversal, o que forma uma certa saliência de material na zona aquecida. Como esta região vem sendo aquecida a altas temperaturas, seu limite de escoamento torna-se menor, o que resulta em deformações plásticas. Apenas a região aquecida sofre este fenômeno. Quando o aquecimento se finaliza, a barra se contrai tridimensionalmente, não podendo, agora, ser impedida pelo sargento no sentido longitudinal. Com isso, conclui-se que uma redistribuição de material ocorre na região em que há o aquecimento, o que acarreta no encurtamento da barra e no aparecimento de uma pequena protuberância. À redistribuição dá-se o nome de deformação plástica e à força provocada pelo sargento, que restringe o deslocamento da barra, força de travamento. Em suma, através de ciclos, que envolvem travamento, aquecimento e resfriamento, a barra pode ser encurtada de modo a praticamente atingir o comprimento desejado.

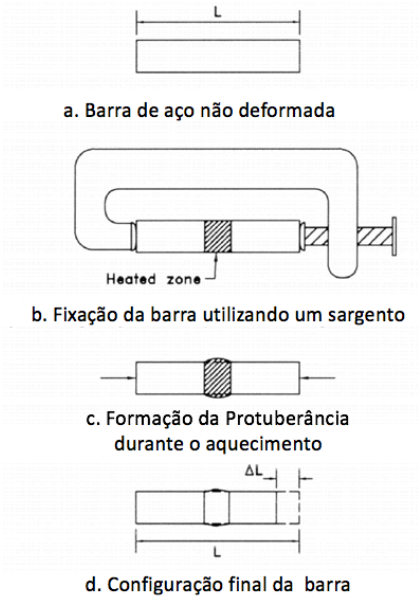


Figura 13 - Reparo térmico em barra metálica (Fonte: adaptado de Avent e Mukai [27])

Este exemplo, segundo Avent e Mukai [27], expõe os princípios fundamentais do reparo térmico. Entretanto, a maioria dos danos ocasionados em estruturas metálicas é muito mais complexa que um alongamento ou encurtamento de uma barra de aço. Diferentes situações requerem diferentes formas de reparo.

Radomski [24] aborda que são utilizadas chamas de oxiacetileno na execução do reparo térmico. Além disso, existem diferentes técnicas de aquecimento, sendo as principais: aquecimento pontual, aquecimento em V, aquecimento retangular e aquecimento linear.

Quanto ao aquecimento pontual, sua aplicação ocorre em pequenas áreas circulares do componente estrutural. A temperatura de aplicação em chapas metálicas, deve estar entre 650 e 723 °C. Temperaturas maiores que 723 °C não devem ser utilizadas, podendo gerar alterações na composição do material. É responsável pela remoção de deformações ondulares, sendo realizado de três maneiras: linear, radial e espiral. Independente da forma de aquecimento pontual utilizada, inicia-se a partir de 100 mm da borda da chapa a ser reparada e nenhum local pode ser aquecido mais de uma vez.

O aquecimento em V (*Vee Heating*) é comumente utilizado para endireitar abaulamentos e deflexões em estruturas metálicas constituídas por seções soldadas ou laminadas. O método deve ser executado sob as seguintes condições: o ponto inicial do aquecimento é a ponta do V (ponto A da Figura 14(a)); a direção do processo de aquecimento depende do formato do perfil metálico (Figura 63 (b)) e a operação deve ser realizada de forma contínua, sem interrupções e retomadas.

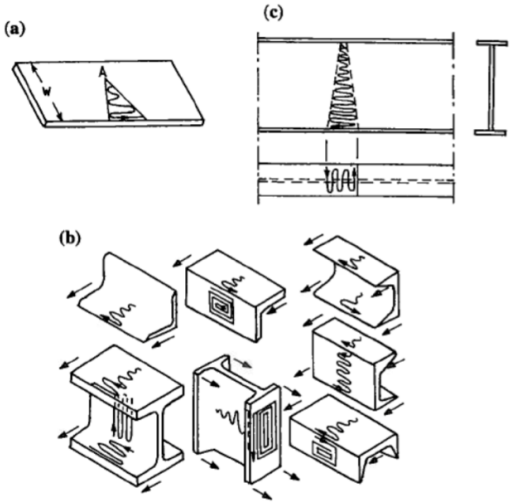


Figura 14 - Aquecimento em V e Aquecimento Retangular (Fonte: Radomski [24])

Avent e Mukai [27] reiteram que durante o processo ocorrem deslocamentos de flecha da estrutura. De início, como resultado da expansão longitudinal do material acima de sua linha neutra (local em que ocorre o início do aquecimento), forma-se uma flexão negativa, diminuindo a flecha resultante da estrutura (Figura 15 (a)). Entretanto, quando todas as partes estão igualmente aquecidas (fase final do aquecimento), o material abaixo da linha neutra também se expande, gerando flexão positiva e maior flecha resultante (Figura 15 (b)). Logo após, sendo retiradas as chamas de oxiacetileno, a estrutura começa a se resfriar e, com isso, se contrai. A contração ocorre proporcional à largura do aquecimento. Assim sendo, a parte

estrutural abaixo da linha neutra (aquecida por último), por ter sofrido maior largura de aquecimento, tende a se contrair mais que aquela acima da linha neutra. Deste modo, novamente, forma-se flexão negativa, resultando em menor flecha resultante (Figura 15 (c)).

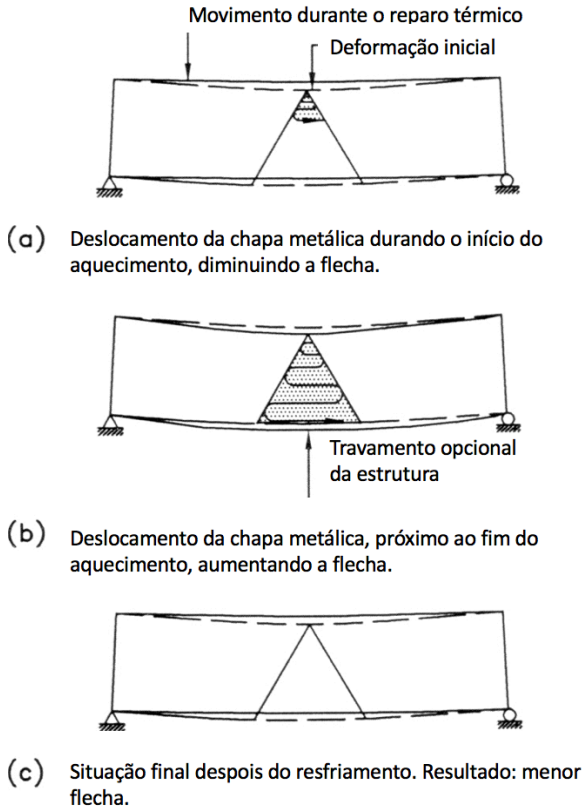


Figura 15 - Etapas de deslocamentos da flecha durante o aquecimento (Fonte: Avent e Mukai [27])

Quanto ao aquecimento retangular (*Strip Heating*), este é geralmente utilizado para completar o aquecimento em V. As duas técnicas são semelhantes, quanto à ação que executam sobre os elementos deformados, se diferindo, principalmente, pelo formato de aplicação do aquecimento. Este tipo de aquecimento pode produzir flexão sobre o eixo mais fraco da estrutura, se forças de travamento não forem aplicadas, enquanto ocorre o processo. Outra forma de evitar problemas quanto ao aparecimento de flechas é alternar o ponto inicial de aquecimento, ao longo do comprimento da estrutura a ser reparada. Além disso, é importante observar que o aquecimento retangular é aplicado sempre de modo serpentino (Figura 14 (b)).
Por fim, o aquecimento linear é aquele empregado a fim de reparar deformações ocasionadas no eixo menos resistente de chapas metálicas. Consiste basicamente em uma simples aplicação linear de chama de oxiacetileno, na região convexa da deformação.
Radomski [24] acrescenta que, para todas as técnicas de reparo térmico mencionadas, não há a necessidade de apoios temporários ou fechamento de estradas (em reparo de pontes, por exemplo). Experiência e competência são requeridas para a execução dessas operações, uma vez que o processo é complexo.

4 CONCLUSÃO

Por conseguinte, o aço como é um material resistente, dúctil e tenaz propicia importantes vantagens estruturais a edificações. Por apresentarem características como flexibilidade e adaptabilidade, no que se refere a substituições de elementos, estruturas metálicas proporcionam maior aproveitamento de espaços internos e diminuem custos em várias etapas da construção. Por isso, sua utilização tornou-se comum e crescente.

Obras construídas em aço e com mais de 30 anos já são realidade, no cenário brasileiro. Provavelmente, daqui a alguns anos, a demanda por reformas também será corriqueira, visto que demolições, do ponto de vista sustentável, de acordo com o que foi apresentado, não são consideradas alternativas viáveis. Atualmente, muitas obras já apresentam graves problemas patológicos que colocam em risco a segurança da edificação e precisam de solução. É exatamente por esse motivo que conhecer formas de reforçar e reparar estruturas mostra-se importante.

Entretanto, a quantidade de normatizações e procedimentos, em literatura brasileira, a cerca de métodos para reabilitação de estruturas de aço, conforme discutido, é irrisória, se comparada ao número de normas e estudos desenvolvidos em outros países. Sendo assim, avanços em pesquisas sobre o tema são fundamentais para que existam recuperações estruturais adequadas.

Conclui-se que os métodos convencionais que foram apresentados, bem como o método de aplicação de polímeros reforçados com fibras, são alguns dos meios pelos quais o desempenho de estruturas metálicas pode ser restabelecido. A partir de procedimentos envolvendo técnicas específicas para cada caso, patologias e problemas construtivos são solucionados e a estrutura torna-se novamente segura para utilização. Sugere-se também que mais estudos sejam realizados sobre o assunto, a fim de se descobrir novos métodos e tecnologias capazes de reabilitar e reforçar estruturas, contribuindo para resultados econômicos e sustentáveis.

Agradecimentos

Agradecemos à Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Campo Mourão, bem como à organização do Programa Institucional de Voluntariado em Iniciação Científica e Tecnológica. Também agradecemos à Universidade Federal de Minas Gerais e a instituição de fomento Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

REFERÊNCIAS

1 Centro Brasileiro de Construção em Aço. Relatório de Atividades de 2016: Rio de Janeiro, 2016.

2 Dias, LAM. Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem. São Paulo: Zigurate, 2006.

3 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15575: Edificações Habitacionais: Desempenho: Rio de Janeiro, 2015.

4 Relatório Pesquisa Setorial 2014/2015. Associação Brasileira para Reciclagem de Resíduos da Construção Civil. 2015. [acesso em: 22 jan. 2019]. Disponível em: https://abrecon.org.br/pesquisa_setorial.

5 Estimativa da População. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. 2019. [acesso em: 22 jan. 2019]. Disponível em: https://www.ibge.gov.br.

6 Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada. Diagnóstico dos Resíduos Sólidos da Construção Civil. Brasília: 2012.
7 Karpinsk, LA, Pandolfo, A, Reineher, R, Guimarães, JCB, Pandolfo, LM, Kurek, J. Gestão diferenciada de resíduos da construção civil: uma abordagem ambiental. Porto Alegre: EDIPUCRS, 2009.
8 Scholz, C. Prédios de São Paulo: Correios. Estadão. 2014 [acesso em: 10 de out. 2017]. Disponível em: http://acervo.estadao.com.br/noticias/acervo,predios-de-sao-paulo-correios,10022,0.htm.
9 Centro Cultural São Paulo. Correios. São Paulo. Acesso em: 20 out. 2017. Disponível em: https://www.correios.com.br/sobre-correios/educacao-e-cultura/centros-e-espacos-culturais-dos-correios/centro-cultural-sao-paulo.
10 International Code Council. International Building Code. Country Club Hills, 2011.
11 American National Standards Institute. Specification for Structural Steel Buildings: Chicago, 2016.
12 Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios: Rio de Janeiro, 2008.
13 Bellei, IH. Edifícios Industriais em Aço: projeto e cálculo. São Paulo: Pini, 2010.
14 Andrade, PA. Garagem América: Um exemplo de Pioneirismo e Arrojo Tecnológico. Portal Met@lica Construção Civil. 2009 [acesso em: 12 out. 2017]. Disponível em: http://www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=883.
15 Castro, EMC. Patologia dos edifícios em estrutura metálica[Mestrado]. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto; 1999.
16 Syal, M, Shay, C. Implementing a building rehabilitation code in Michigan. 2001[acesso em: 19 set. 2016]. 29. Disponível em: http://ced.msu.edu/upload/reports/syal%20rehab%20hsg%20reportIword.pdf.
17 Euroconstruct Conference, 56., 2003, Madeira. Anais... Madeira, 2003.
18 Anjaneyulu, L. Building Rehabilitation: A promissing tool for urban revitalization [Mestrado]. Detroit: Michigan State University; 2003.
19 Jesus, CRM. Análise de Custos para Reabilitação de Edifícios para Habitação [Mestrado]. São Paulo: Universidade de São Paulo; 2008.
20 Zhao, X. FRP-Strengthened Metallic Structures. Boca Raton: CRC Press, 2014.
21 Tilly GP, Matthews SJ, Deacon D, De Voy J, Jackson PA. Iron and steel bridges: condition apprisal and remedial treatment. Londres: Ciria, 2008.
22 Haghani, R. Behaviour and design of adhesive joints in flexural steel members bonded with FRP laminates [Ph.D]. Gothenburg: Chalmers University of Technology; 2010.
23 Tide, RHR. Reinforcing Steel Members and the Effects of Welding. Engineering Journal. 1990; 27:129-131.
24 Radomski, W. Bridge rehabilitation. Londres: ICP, 2002.
25 Demir, H. Strengthening and repair of steel bridges [Mestrado]. Gothenburg: Chalmers University of Technology; 2011.
26 United States Departament of Transportation. Guide for heat-straightening of damaged steel bridge members. New Jersey, 2011.
27 Avent, RR, Mukai, DJ. What You Should Know About Heat Straightening Repair of Damaged Steel. Engineering Journal. 2001; 38:27-49.

Tema: Estruturas de Aço e Mistas de Aço e Concreto

PILARES MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS COM ARMADURA NA FORMA DE TELA*

Margot Fabiana Pereira [1]
Carol Ferreira Rezende Santos [2]
Ana Lúcia H. de Cresce El Debs [3]

Resumo

Os pilares mistos parcialmente revestidos apresentam vantagens técnicas e construtivas quando comparados aos pilares isolados de aço e de concreto armado. Entre as vantagens construtivas destacam-se: pré-fabricação, redução e simplificação na execução das formas e facilidade na concretagem do elemento estrutural. Segundo os principais códigos normativos, é necessário a utilização de armaduras longitudinais e transversais para garantir a integridade do concreto. Essa recomendação dificulta o processo construtivo, não só pelo trabalho de corte e dobras das armaduras, mas também pela necessidade de ancorá-las à alma do perfil metálico. Neste sentido, este trabalho investiga a substituição das armaduras longitudinais e transversais por alternativas mais práticas, como a utilização de telas soldadas. Para isso, foram executados ensaios experimentais de pilares mistos admitindo-se duas configurações de armaduras: convencional e com tela soldada. Os protótipos ensaiados exibiram comportamento similar. Não foram observadas alterações na capacidade resistente do elemento ou no comportamento pós-pico, demonstrando a viabilidade da solução proposta.

Palavras-chave: Pilar misto; Comportamento estrutural; Tela soldada; Análise experimental.

PARTIALLY ENCASED COMPOSITE COLUMNS WITH STEEL MESH REINFORCEMENTS

Abstract

Partially encased steel-concrete composite columns present technical and constructive advantages when compared to steel columns and reinforced concrete columns. The constructive advantages are pre-fabrication, reduction and simple form execution and concrete pouring. According to the main normative codes, there is a mandatory use of longitudinal and transverse reinforcement to ensure concrete integrity. These inclusions make the construction process difficult, not only because of the work related to the reinforcement manufacturing, but also due to the need to anchor the reinforcement to the web of steel profile. Regarding this issue, this work analyzes the reinforcement replacement for more practical solutions, such as welded steel mesh. Experimental tests of partially encased steel-concrete composite columns were conducted. Two different reinforcement arrangements were tested: conventional and welded steel mesh. Additionally, numerical simulations of the columns behavior were carried out and from numerical models was performed a parametric study. A similar behavior was observed for the two reinforcement arrangements evaluated. No changes in carrying load capacity or in post peak behavior were noticed, showing the viability of the proposed solution.

Keywords: Composite columns; Structural behavior; Welded mesh; Experimental Analysis.

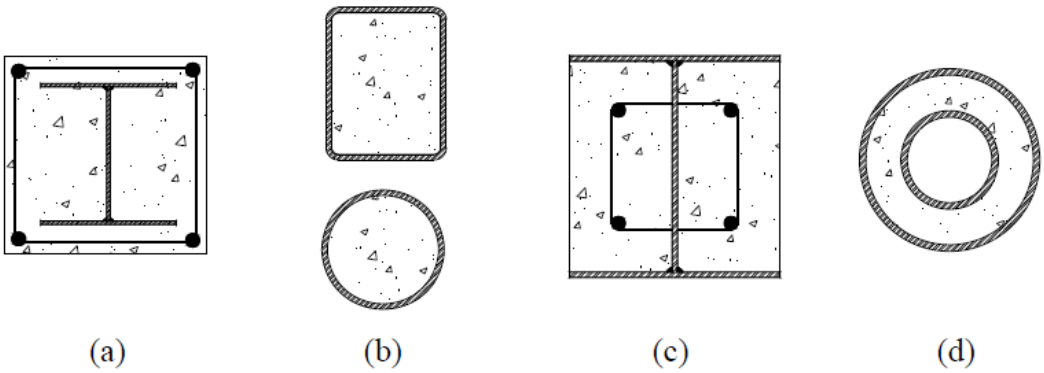
---

[1] Engenheira Civil, Doutora, Professora Adjunta, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, São Paulo - BR.
[2] Engenheira Civil/Doutoranda, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo – BR.
[3] Engenheira Civil, Doutora, Professora Associada, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo – BR.

1 INTRODUÇÃO

Os pilares mistos de aço e concreto consistem no elemento estrutural formado a partir da associação de um perfil metálico e do concreto estrutural que atuam conjuntamente para resistir aos esforços solicitantes. Em função da disposição do concreto na seção transversal, os pilares mistos podem ser classificados como: pilares revestidos (Figura 1a), pilares preenchidos (Figura 1b), pilares parcialmente revestidos (Figura 1c) e, recentemente estudados, pilares do tipo *concrete filled double skin tubes*, os quais consistem no preenchimento com concreto da região delimitada por dois tubos concêntricos (Figura 1d) (1,2).

Figura 1 – Tipos de pilares mistos.



Fonte: Prório Autor.

Os pilares mistos parcialmente revestidos (PMPR) são formados por um perfil metálico, com seções I e T, com região entre as mesas preenchidas por concreto. Eles apresentam vantagens técnicas e construtivas em relação aos demais, pois possibilitam a redução do uso de fôrmas e facilitam o processo de concretagem (3–7). No PMPR é obrigátorio o uso de armaduras longitudinais e transversais para garantir a integridade do concreto, reduzindo os efeitos de fissuração e impedindo o descolamento do concreto. Além disso, em estruturas em situações de incêndio, as armaduras colaboram para a capacidade resistente do elemento.

As armaduras transversais devem ser ancoradas no perfil metálico, o que pode ser alcançado através de furos na alma, conectores de cisalhamento com espaçamento inferior a 500 mm ou ainda, soldando as armaduras na alma do perfil. Observa-se que o posicionamento dessas armaduras dificulta o processo construtivo, não só devido ao trabalho de corte e dobra para sua fabricação, mas, especialmente, pela necessidade de ancorá-las a alma do perfil metálico.

Desse modo, a substituição da armadura transversal por alternativas mais práticas e que não dificultem a concretagem do elemento possibilita a otimização do processo executivo, contribuindo diretamente para o aumento da produtividade no canteiro de obras. É nesse contexto que se insere esse trabalho. Um estudo experimental foi conduzido afim de se investigar o impacto da substituição das armaduras longitudinais e transversais convencionais por armaduras na forma tela no comportamento global e na capacidade resistente de pilares mistos com diferentes esbeltezes sujeitos a carregamentos excêntricos.

2 ASPECTOS SOBRE OS PILARES MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS

2.1 Comportamento estrutural dos pilares mistos

Grande parte dos trabalhos existentes na literatura avaliaram o comportamento estrutural de PMPRs a partir de protótipos construídos com perfis H composto por chapas esbeltas de aço (3,5,8–11). Embora ocorra a redução do consumo de aço estrutural proporcionado pela utilização do perfil esbelto, esses perfis estão sujeitos aos fenômenos de instabilidade que afetam negativamente a capacidade resistente apresentado pelos pilares. Por esse motivo, em grandes parte das pesquisas realizadas com pilares mistos com perfil esbelto, foram utilizadas barras transversais soldadas entre as mesas ao longo de todo o comprimento do pilar para promover a contenção lateral das mesas. No Brasil, devido aos problemas de instabilidade local, não é comum a utilização de perfis metálicos com chapas esbeltas em PMPRs.

Na literatura, poucos trabalhos avaliaram o comportamento de PMPRs a partir de perfis compactos com características próximas as dos perfis nacionais (7,12,13), o que demonstra a carência de estudos nessa área.

Independente do tipo de perfil utilizado, para que os pilares mistos apresentem o desempenho esperado é fundamental garantir a integridade do concreto e a existência de mecanismos responsáveis pelo comportamento conjunto entre os materiais.

Sabe-se que o comportamento conjunto dos elementos mistos é governado pela capacidade da interface aço-concreto de transferir os esforços solicitantes que surgem em função da tendência do deslizamento relativo entre os materiais. Nos pilares mistos, a interação entre os materiais pode ser alcançada através de diferentes mecanismos como: aderência inicial, ligação mecânica (mossas, saliências), conectores de cisalhamento, atrito ou ainda, por meio de adesivos.

No caso específico de pilares mistos é usual dividir o pilar em dois trechos para avaliação do comportamento misto. O primeiro trecho consiste na região de introdução do carregamento e o segundo, na região entre pontos de introdução de carga. Em geral, na região entre pontos de introdução de carga, a força de atrito é capaz de promover o comportamento conjunto, enquanto, na região de introdução do carregamento, é comum a colocação de conectores de cisalhamento devido à concentração de esforços.

Hunaiti e Fattah (14) observaram que, nos PMPRs com perfil metálico de seção compacta ensaiados, o comportamento misto se desenvolveu mesmo sem a presença dos conectores de cisalhamento. Isso permitiu com que os autores concluíssem que nos PMPRs com perfil metálico de seção compacta a presença de conectores de cisalhamento exerce pouca influência sobre o comportamento estrutural e sobre a capacidade resistente do elemento misto.

Além do comportamento da interface aço-concreto ao longo do comprimento do pilar, muitos estudos têm investigado a influência outras variáveis no desempenho estrutural apresentados pelos PMPRs. Os principais parâmetros investigados foram: o índice de esbeltez do pilar, a esbeltez da alma e da mesa dos pilares, a excentricidade de carregamento, a resistência e integridade do concreto e o tipo de carregamento (monotômico ou dinâmico).

As principais conclusões desses estudos são apresentadas em sequência. Hunaiti e Adbel Fattah (1994)) concluíram que o aumento na excêntricidade do carregamento reduz a capacidade última apresentada pelos pilares mistos. Gramblička e Matiasko (15) e Gramblička e Hrusovska (12) observaram que a capacidade resistente dos PMPRs diminui em função do aumento do índice de esbeltez dos pilares e que a redução da capacidade resistente dos PMPRs é maior nos pilares com concreto de maior resistência. Chicoine, Massicote e Tremblay (3) observaram que o modo de aplicação do carregamento (longa duração ou curta duração) não interfere na capacidade última apresentada pelos pilares mistos.

Hunaiti e Fattah (14) verificaram que o modo de falha nos PMPRs com perfil compacto ocorre devido ao efeito combinado do escoamento do perfil metálico e do esmagamento do concreto. Enquanto, nos PMPRs com perfil esbelto, Tremblay et al. (8) e Chicoine et al. (3) e Oh et al. (9) relatam que o modo de falha ocorre por esmagamento do concreto associado à instabilidade das abas do perfil de aço. Oh et al. (9) descreve que a instabilidade das abas do perfil ocorre devido a separação gradual entre o perfil metálico e o concreto com o aumento do carregamento.

A influência da resistência do concreto na capacidade última dos PMPRs foi avaliada por Hunaiti e Adbel Fattah (1994), perfis compactos, e por Prickett e Driver (2006), perfis esbeltos. Os autores verificaram que aumentando-se a resistência a compressão do concreto aumenta-se a capacidade resistente do elemento misto. Hunaiti e Adbel Fattah (1994) verificaram que o aumento não é diretamente proporcional ao aumento da resistência do concreto, sendo observado um aumento de 30% na capacidade última caso a resistência do concreto fosse triplicada.

Para garantir a integridade do concreto são utilizadas armaduras longitudinais e transversais. Todavia o posicionamento destas armaduras pode dificultar o processo executivo, pois exige o trabalho de corte e dobras para sua fabricação e, principalmente, a ancoragem destas a alma do perfil metálico. Além disso, a presença de armaduras pode interferir também na concretagem, dificultando o procedimento de adensamento do concreto.

Poucos trabalhos avaliaram a possibilidade de se estudar alternativas às armaduras longitudinais e transversais de uso obrigatório no PMPRs com perfis esbeltos e compactos. Os trabalhos existentes, como o de Prickett e Driver (6), investigaram a substituição das armaduras longitudinais e transversais por fibras de aço dispersas no concreto. No entanto, para se utilizar concreto com fibras é necessário um estudo de dosagem afim de se obter um traço que atenda as necessidades de projeto.

O presente trabalho busca investigar a substituição das armaduras convencionais pelo uso de telas de aço, formadas por barras de aço apresentam menores dimensões (em especial a armadura longitudinal), em pilares PMPRs com perfil de alma compacta. A substituição das armadura convencionais pelas telas de aço apresentam como vantagem a exclusão das etapas de corta e dobra na fabricação das armaduras.

2.2 Dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos

Os pilares correspondem a elementos estruturais submetidos à flexão composta devido as excentricidades acidentais e de carregamento ou, ainda, devido a presença de cargas atuando transversalmente ao eixo do pilar. As excentricidades de carregamento, acidentais ou decorrente de cargas transversais resultam em amplificação do momento fletor e aumentam

os efeitos de segunda ordem no elemento estrutural. Em geral, o modo de colapso de um pilar flexo-comprimido está associado à plastificação total da seção transversal crítica resultante do efeito combinado da força normal e do momento fletor solicitante.

A representação do lugar geométrico dos pares momento fletor e força normal (M, N) que levam à plastificação total da seção pode ser feita utilizando diagramas de interação momento fletor-força normal. O diagrama é construído admitindo-se as equações de equilíbrio e a variação da posição da linha neutra na seção transversal do elemento, desprezando-se a resistência à tração do concreto. Nos pilares mistos, a construção do diagrama é feita admitindo a linha neutra em pontos distintos ao longo da seção transversal e considerando-se a perfeita interação aço-concreto.

NBR 8800:2008

No anexo P da NBR 8800:2008 (16) são apresentados dois modelos simplificados (Modelo I e Modelo II) para dimensionamento de pilares mistos preenchidos, revestidos e parcialmente revestidos com seção constante ao longo do comprimento. Esses modelos são válidos apenas para pilares com seções com dupla simetria e interação total entre o aço e concreto, nos quais a flambagem local das chapas do pilar não é um estado limite último predominante.

Ainda, a NBR 8800:2008 (16) aponta que os efeitos de retração e fluência do concreto podem ser considerados por meio da redução do módulo de elasticidade do concreto, segundo as recomendações apontadas em seu anexo P. E que nas regiões de introdução de cargas deve ser garantida a interação completa entre aço e concreto. Para isso, as tensões cisalhantes devidas aos esforços solicitantes de cálculo devem ser menores que as tensões cisalhantes resistentes, calculadas segundo as prescrições apresentadas no anexo P .

Além dos requisitos citados, a ABNT NBR 8800:2008 (16) apresenta outras limitações para aplicação dos modelos simplificados, as quais são resumidas e apresentadas em sequência.

- A tensão de escoamento no aço deve ser menor que 450 MPa e os concretos devem ter com resistência à compressão compreendida entre 20 MPa a 50 MPa;
- Os pilares preenchidos e parcialmente revestidos devem ter armaduras longitudinais e transversais. Nesses tipos de pilares, a seção transversal da armadura longitudinal (A_s) deve estar entre 0,3% A_c< A_s< 4% A_c. Além disso, nos pilares com seção parcialmente revestida, a armadura transversal deve estar ancorada no perfil de aço.
- A esbeltez relativa do pilar (índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$), dado pela equação (1), deve ser inferior a 2,0, em que $N_{pl,Rd}$ é a força normal resistente de plastificação e N_e é a força axial de flambagem elástica.
- Os perfis metálicos devem atender a recomendação de esbeltez local dada pela equação (2) e o fator de contribuição do aço no pilar misto (δ) deve estar compreendido entre 0,2 e 0,9. Caso δ = 0,2 o pilar deve ser dimensionado como um pilar de concreto e, caso d = 0,9, o pilar deve ser dimensionado como um pilar de aço.

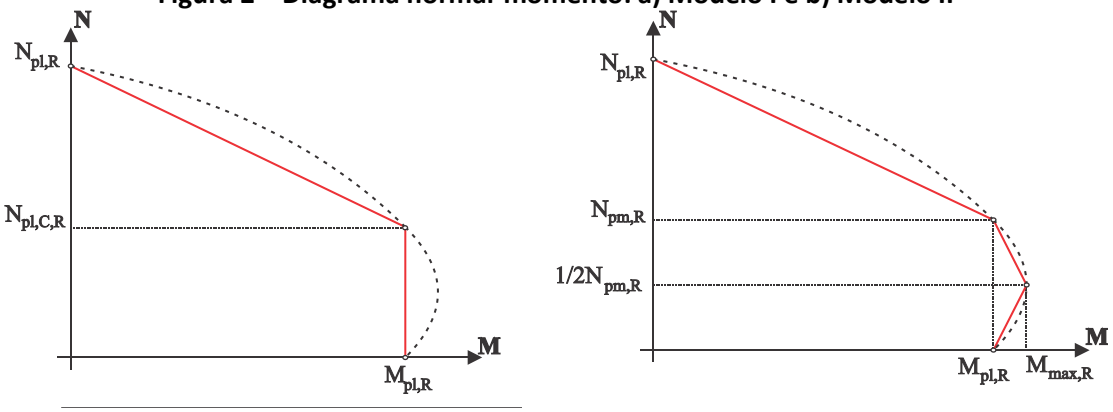
$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_e}} \qquad (1)$$

$$b_f / t_f \leq 1,49\sqrt{E / f_y} \qquad (2)$$

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \qquad (3)$$

No Modelo I prescrito pela NBR 8800:2008 (16), o diagrama de interação normal-momento é composto por duas retas como mostrado na Figura 2a, sendo $N_{pl,R}$ a força normal resistente de cálculo relacionada à plastificação total, $N_{pl,C,R}$ a força axial resistente relativa à contribuição do concreto e $M_{pl,R}$ o momento resistente de plastificação total. A força normal resistente de cálculo à plastificação total $N_{pl,R}$ é dada pela equação (4) e consiste na soma das parcelas de força normal resistidas: pelo perfil metálico ($N_{pl,a,Rd}$) equação (5), pelo concreto ($N_{pl,c,Rd}$) equação (6) com α = 0,85, e, caso considerado, pelas armaduras longitudinais ($N_{pl,s,Rd}$) equação (7). O momento resistente de plastificação total $M_{pl,R}$ é dado pela equação (8), onde Z_{sn}, Z_{an} e Z_{cn} correspondem aos módulos de resistência plásticas da seção da armadura do concreto, da área de concreto e do perfil metálico em relação a posição da linha neutra na seção mista e Z_s, Z_a, Z_c os módulos de resistência plástico da seção da armadura do concreto, do perfil metálico e do concreto não fissurado.

Figura 2 – Diagrama normal-momento: a) Modelo I e b) Modelo II



$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \qquad (4)$$

$$N_{pl,a,Rd} = A_a \cdot f_{yd} \qquad (5)$$

$$N_{pl,c,Rd} = A_c \cdot f_{cd1} = A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \qquad (6)$$

$$N_{pl,s,Rd} = A_s \cdot f_{sd} \qquad (7)$$

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5 \cdot f_{cd} \cdot (Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \qquad (8)$$

A força axial resistente de cálculo (N_{Rd}) é dada pela equação (9). A interação entre os esforços solicitantes (momento $M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ e normal N_{Sd}) deve satisfazer a equação (10) ou a equação (11).

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \qquad (9)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2: \qquad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}}\right) \leq 1,0 \qquad (10)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \leq 0,2: \qquad \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + (\frac{M_{x,\,Sd}}{M_{x,\,Rd}} + \frac{M_{y,\,Sd}}{M_{y,\,Rd}}) \leq 1,0 \qquad (11)$$

No modelo de cálculo II, o diagrama de normal-momento é formado por três retas como indicado na Figura 2b. A interação entre o momento fletor e força normal atuante deve satisfazer as equações (12) a (17), em que o cálculo de μ_y, $M_{c,y}$ e $M_{d,y}$ é análogo ao cálculo de μ_x, $M_{c,x}$ e $M_{d,x}$ substituindo o x por y. O momento fletor de cálculo total ($M_{x,tot,Sd}$) é dado pela equação (18) em que $M_{x,i,Sd}$ é o momento fletor devido às imperfeições adicionais.

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_X M_{C,X}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{C,y}} \leq 1,0 \qquad (12)$$

$$N_{Sd} \geq N_c: \qquad \mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \qquad (13)$$

$$\frac{N_c}{2} \leq N_{Sd} \geq N_c: \qquad \mu_x = (1 - \frac{M_{d,\,x}}{M_{c,\,x}})(\frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,\,x}} \qquad (14)$$

$$0 \leq N_{Sd} \leq \frac{N_c}{2}: \qquad \mu_x = 1 + \frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}}(\frac{M_{d,x}}{M_{c,\,x}} - 1) \qquad (15)$$

$$M_{c,x} = 0,9 \cdot M_{pl,x,Rd} \qquad (16)$$

$$M_{d,x} \geq \begin{cases} M_{c,x} \\ 0,8 \cdot M_{\max,pl,x,Rd} \end{cases} \qquad (17)$$

$$\text{Com} \quad M_{\max,pl,Rd} = f_{yd}(Z_a) + 0,5 \cdot f_{cd} \cdot (Z_c) + f_{sd} \cdot (Z_s)$$

$$M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} \qquad (18)$$

<u>EN 1994-1-1:2004</u>

Os métodos apresentados na EN 1994-1-1:2004 (17) também somente são válidos às seções totalmente e parcialmente revestidas e pilares preenchidos de seção retangular ou circular. O aço deve ter tensão de escoamento compreendida entre 235 MPa e 460 MPa e o concreto com resistência entre 20 MPa e 60 MPa. A capacidade resistente do elemento deve ser verificada quanto a resistência à instabilidade local, a resistência ao cisalhamento e a região de introdução de forças. O EN 1994-1-1:2004 (17) apresenta dois métodos para verificação da capacidade resistente do elemento: o Método Geral e o Método Simplificado.

O Método Geral pode ser aplicado às seções em geral, mesmo quando a seção transversal é assimétrica e não uniforme ao longo do comprimento do pilar. Ainda, esse método pode ser utilizado em concretos de alta resistência. Nesse método deve-se realizar uma análise de estabilidade considerando-se de forma explícita a não linearidade geométrica e física, bem como considerar os efeitos das tensões residuais e instabilidades locais, sendo necessário o uso de ferramentas computacionais. Como simplificação, os efeitos de tensões residuais e imperfeições geométricas podem ser substituídos por uma imperfeição geométrica equivalente, segundo os valores apontados no EN 1994-1-1:2004 (17).

O método simplificado é aplicável apenas a pilares mistos duplamente simétricos, de seção transversal constante ao longo do vão de cisalhamento. Assim como na ABNT NBR 8800:2008(16), os perfis metálicos devem atender a recomendação de esbeltez local, a qual no EN 1994-1-1:2004 (17) é dada pela equação (19). Em ambos os métodos os efeitos de fluência na rigidez à flexão devem ser considerados. Os efeitos de segunda ordem devem ser considerados na obtenção dos esforços solicitantes, o que pode ser alcançada a partir de uma análise elástica de segunda ordem ou, simplificadamente, pela amplificação dos esforços de primeira ordem. A utilização do método de amplificação dos esforços de primeira ordem só é possível em pilares com classe de resistência compreendida entre 20 MPa e 50 MPa.

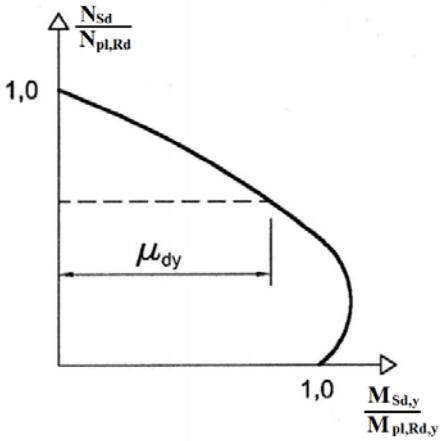
Para elementos submetidos a flexão axial a relação entre a força axial solicitante e resistente ($N_{pl,Rd}$) é dada pela equação (20), em que χ corresponde ao fator de redução obtido em função do índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$ e $N_{pl,Rd}$ à força axial resistente de plastificação. Para elementos flexo-comprimidos deve-se utilizar a relação expressa na equação (21), onde que μ_d é o fator que relaciona o momento fletor e a força normal atuante como mostrado na Figura 3 e α_M é um fator que reduz o máximo momento fletor e que assume valores de 0,9 para aços das classes S235 e S355, e valores de 0,8 para aços da classe S420 e S460. Nota-se que as equações do Modelo II apontado na ABNT NBR 8800:2008 é similar a relação expressa na equação (21).

$$b_f \,/\, t_f \leq 44\sqrt{250 \,/\, f_y} \qquad (19)$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \qquad (20)$$

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Sd}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \qquad (21)$$

Figura 3 – Fator μ_d



3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Descrição dos exemplares experimentais

Foram estudados 2 exemplares de pilares mistos parcialmente revestidos, com índice de esbeltez reduzida igual a 0,83, submetidos a flexo-compressão. As principais características

dos exemplares estão apresentadas na Tabela 1 e Figura 4, em que ei é a excentricidade inicial e fc a resistência a compressão do concreto.

Tabela 1 – Característica dos exemplares ensaiados

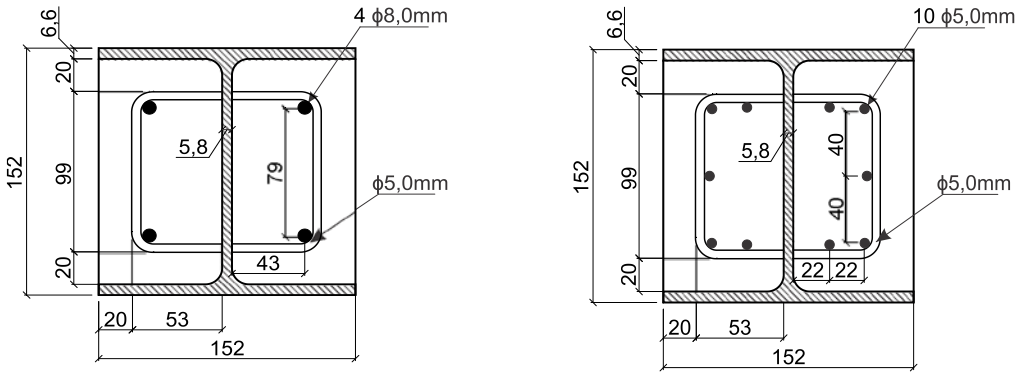
Exemplar	Eixo de flexão	e_i (mm)	Comprimento (mm)	Armadura	f_c (MPa)
PEC-Ref	y	25	2000	Convencional	36,7
PEC-T	y	25	2000	Tela	36,7

Para composição dos exemplares foram utilizados perfis metálicos W 152x22,5 com comprimento de 2000 mm. O exemplar PEC-Ref é composto por concreto convencional e armadura convencional. A armadura longitudinal é formada por quatro barras de 8 mm de diâmetro o que corresponde a uma taxa de armadura de 0,99% e a armadura transversal é formada por estribos com espaçamento de 10cm.

Já o Exemplar PEC-T é composto por concreto convencional e armadura na forma de tela soldada com malha de 5 mm, cuja taxa de armadura longitudinal corresponde a 0,97%. O espaçamento das barras transversais que constituem a tela é de 10 cm.

Em ensaios preliminares, constatou-se a possibilidade de ruptura localizada no topo do pilar, assim a fim de induzir a ruptura na porção central dos exemplares utilizou-se uma armadura transversal mais concentrada nas extremidades do pilar. Desta forma, nas extremidades dos exemplares, o espaçamento dos estribos ou das barras transversais da tela foi reduzido para 5 cm. Em ambos, as armaduras foram soldadas na alma do pilar utilizando solda do tipo MIG.

Figura 4 – Configuração de pilares mistos. Dimensões em mm



a) Exemplar PEC-Ref (referência): b) Exemplar PEC-T

Para o revestimento do perfil de aço foi utilizado um concreto com resistência à compressão alvo de 40 MPa. Concretos com maiores resistências dificultariam a realização dos ensaios em pilares mistos, devido a limitações na capacidade de aplicação de força pela Máquina de ensaios. Por outro lado, resistências inferiores poderiam ser utilizadas, entretanto

concretos de baixa resistência não justificariam a utilização em pilares mistos. Além disso, as pequenas dimensões da seção transversal exigiam trabalhabilidade suficiente do concreto em estado fresco para que não se formassem nichos de concretagem. A resistência à compressão obtida experimentalmente para o concreto desenvolvido é apresentada na Tabela 1.

A Figura 5 apresenta a configuração dos exemplares antes da concretagem e a concretagem e adensamento de um dos exemplares. Vale salientar que a concretagem dos pilares foi realizada em duas etapas: com o exemplar posicionado na horizontal foi feita a concretagem e adensamento de uma das suas faces e após um período de cura de 7 dias os exemplares eram posicionados com a outra face voltada para cima e feita a concretagem.

Figura 5 – Aspecto antes da concretagem para os exemplares a) PEC-Ref; b) PEC-T; c) Concretagem e adensamento com vibrador de agulha

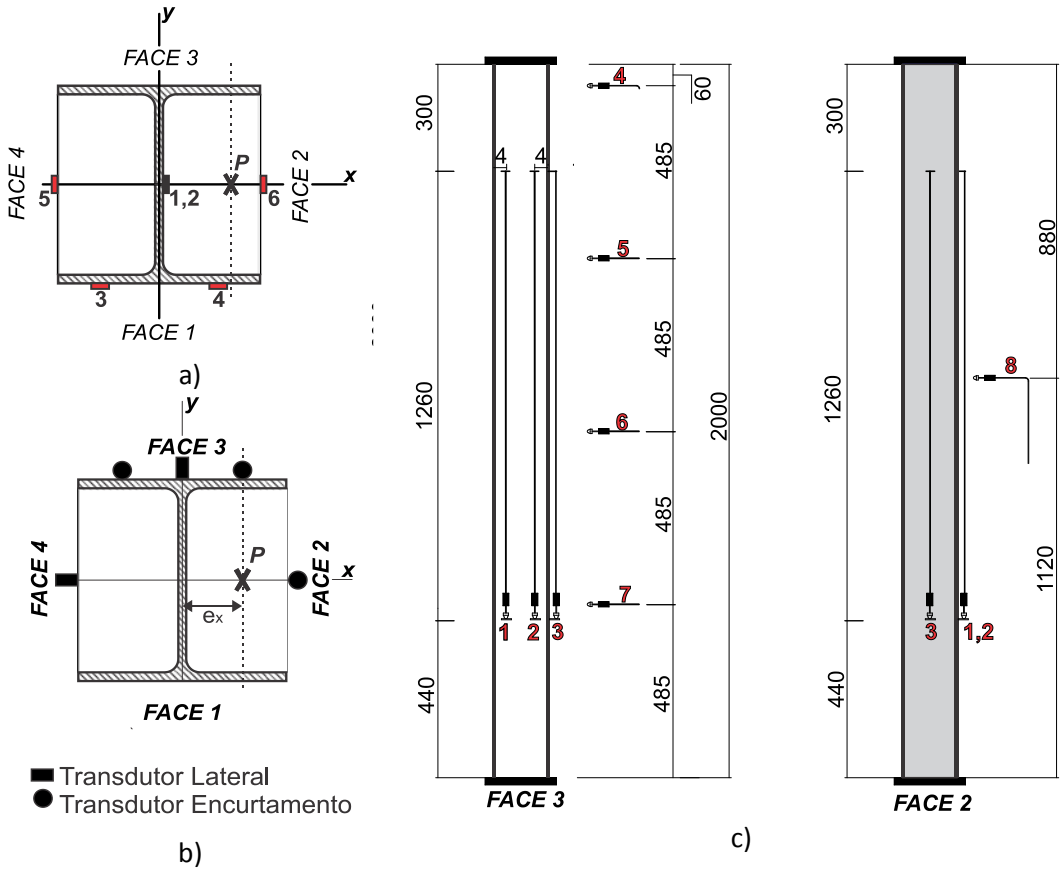
a) b) c)

3.2 Instrumentação e procedimento de ensaio

Para obtenção das deformações nos materiais aço e concreto foram utilizados 6 extensômetros de resistência dispostos na porção central do pilar, como indicado na Figura 6a. Além disso, na região central, foram instrumentadas também uma barra longitudinal e uma transversal da armadura convencional e da tela.

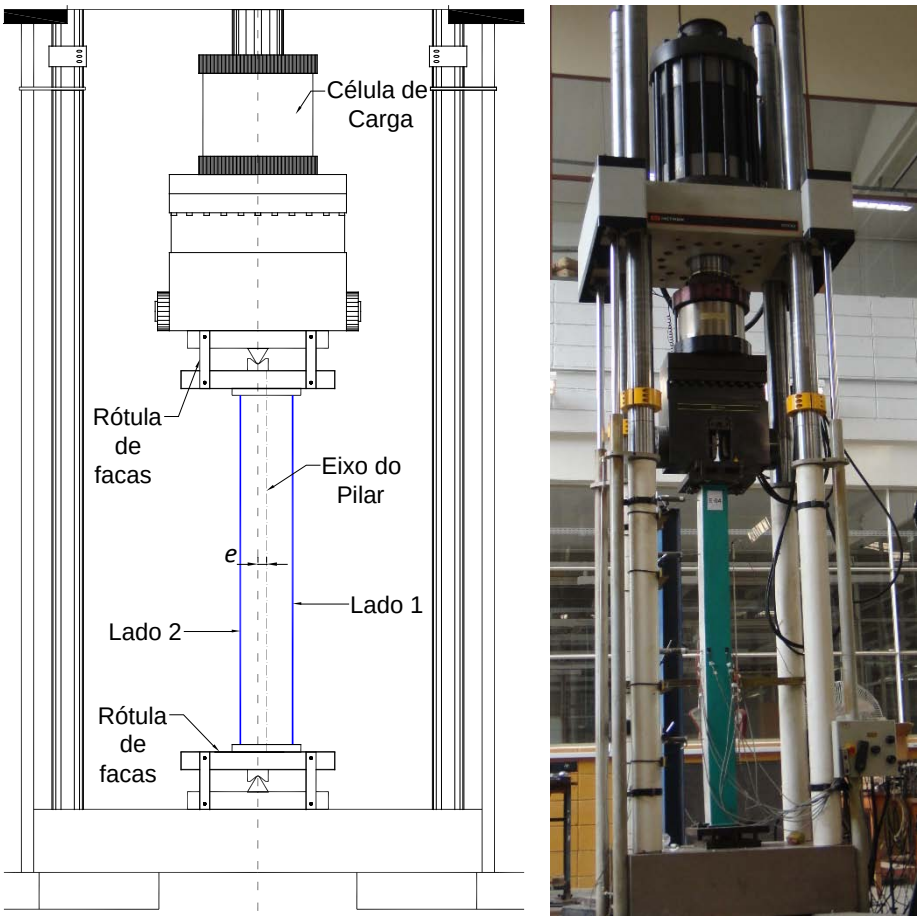
O registro de deslocamentos contou com transdutores de deslocamentos para medir encurtamento e deslocamento laterais. Para medir o encurtamento do pilar foram utilizados três transdutores de deslocamento com curso máximo de 25 mm e sensibilidade de 0,001 mm foram posicionados verticalmente. Dois destes transdutores foram fixados face 3 (aço) e na face perpendicular a esta, foi posicionado mais um transdutor de deslocamento medindo o encurtamento no concreto. Já para avaliar os deslocamentos laterais foram posicionados quatro transdutores de deslocamento com curso máximo de 100 mm e sensibilidade de 0,01mm na face 4. Na face 3 havia ainda um transdutor de deslocamento para avaliar possíveis deslocamentos laterais na outra direção (Figura 6b e Figura 6c).

Figura 6 - a) Localização dos extensômetros na seção transversal; b) Localização dos transdutores de deslocamento na seção transversal; c) Visão geral da localização dos transdutores de deslocamento



A Figura 7 apresenta esquematicamente o esquema de ensaio. A principal dificuldade na execução de ensaios de pilares flexo-comprimidos está na definição das condições de contorno ideais que permitam avaliar a influência dos parâmetros de estudo em consonância com os recursos disponíveis e segurança na execução. Neste trabalho, a fim de submeter os pilares a uma força pontual excêntrica foram utilizadas rótulas unidirecionais, denominadas knife bearings (apoio de faca), nas duas extremidades dos exemplares. Os ensaios foram realizados na Máquina de Ensaios servo-controlado da marca INSTRON, modelo 8506, com capacidade nominal de 2500 kN de força estática. Foi utilizado controle do deslocamento do atuador, utilizando uma velocidade de 0,005 mm/s.

Figura 7 – Esquema de ensaio



4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Caracterização dos componentes do pilar misto

Foram utilizadas amostras extraídas dos perfis metálicos, barras de armadura e corpos-de-prova cilíndricos de concreto para ensaios de caracterização dos materiais que compõe o elemento misto. A Figura 8 apresenta a moldagem adensamento dos corpos-de-prova de concreto que foram utilizados na concretagem, além disso, apresenta o ensaio de

caracterização mecânica do aço dos perfis que seguiu as recomendações da ABNT NBR 6892-1:2013.

A Tabela 2 apresenta os valores médios das principais características mecânicas determinadas via ensaios de caracterização.

Figura 8 – a) Moldagem de corpos-de-prova de concreto; b) caracterização mecânica do aço dos perfis

a) b)

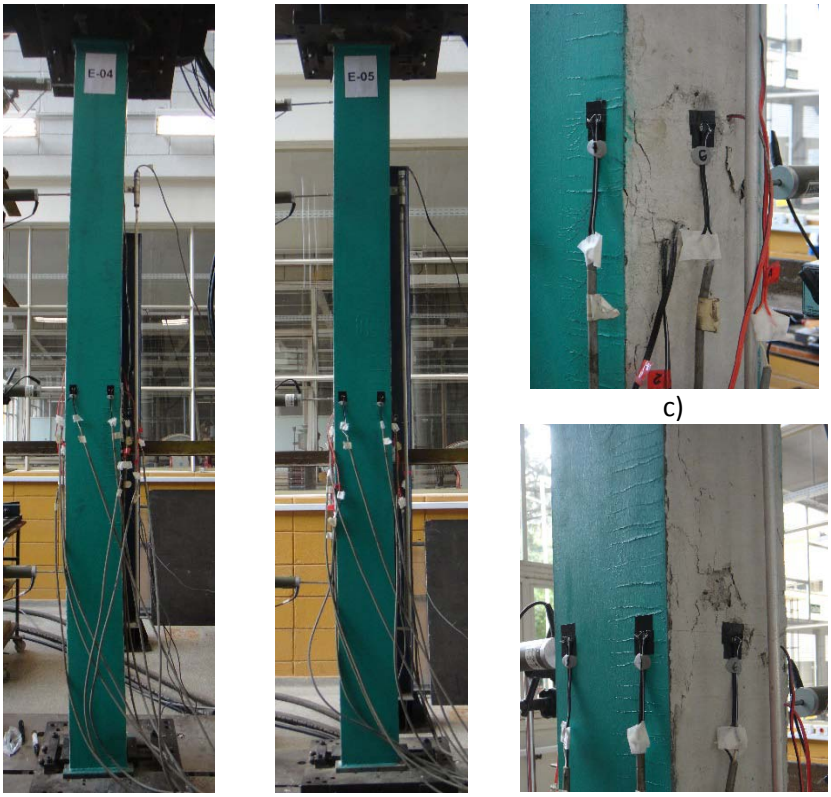
Tabela 2 – Propriedades mecânica dos materiais

Material	Propriedade Mecânica	Valor Médio
Concreto	Resistência a compressão (MPa)	36,7
	Resistência a tração (MPa)	2,3
	Módulo de elasticidade (GPa)	26
Aço do perfil	Resistência ao escoamento (MPa)	385,5
	Resistência a ruptura (MPa)	523,3
Aço das Armaduras	Resistência ao escoamento (MPa) – barras de 5mm	680
	Resistência ao escoamento (MPa) – barras de 8 mm	524

4.2 Configuração deformada dos exemplares

A Figura 9-a e Figura 9-b apresentam a configuração deformada final do exemplar PEC-Ref e do exemplar PEC-T, respectivamente. É possível verificar a visível formação de curvaturas de flexão característica de elementos com as extremidades rotulados. Além disso, pode-se constatar que a ruptura ocorreu na porção central dos dois exemplares ensaiados e que houve o esmagamento do concreto na face 2 (mais comprimida) e formação de fissuras de tração na face 4. Observa-se nas Figura 9-c e Figura 9-d que a região de esmagamento do concreto (Face 2) ficou concentrada em pequenas porções nos dois exemplares, sendo ainda mais sutil para o exemplar PEC-T.

Figura 9 - Configuração deformada final para a) PEC-Ref; b) PEC-T; Detalhe da região mais comprimida para os exemplares c) PEC-Ref; d) PEC-T



a) b) c) d)

4.3 Valores de Força Máxima e momento máximo

Os valores de força máxima e momento máximo obtidos experimentalmente são apresentados na Tabela 3. O momento fletor máximo foi calculado multiplicando-se a força experimental máxima pela excentricidade total composta pela excentricidade de primeira ordem, excentricidade acidental (3 mm) e o deslocamento lateral para a força máxima. Os exemplares apresentaram valores de força máxima muito próximos com diferença de apenas 0,6%. O momento máximo também apresentou valores próximos com uma diferença de -6,3%. Os valores observados ficam dentro do esperado, pois a taxa de armadura utilizada em ambos era muito próxima, não havendo fator que justificasse queda na capacidade resistente.

A Tabela 3 apresenta os valores de capacidade resistente para os exemplares em estudo obtidos segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800:2008. Observa-se boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos. Com relação ao valor de força máxima, observou-se que os valores obtidos pelo procedimento normativo são ligeiramente inferiores aos valores obtidos experimentalmente, aproximadamente, 3,66% para o exemplar PEC-Ref e 5,48% para o exemplar PEC-t. No caso do exemplar PEC-Ref a maior discrepância ocorre com relação ao momento máximo, sendo o valor normativo 7,61% menor que o valor obtido experimentalmente. Para o exemplar PEC-t a diferença entre os resultados experimental e normativo foi de apenas 2,79%.

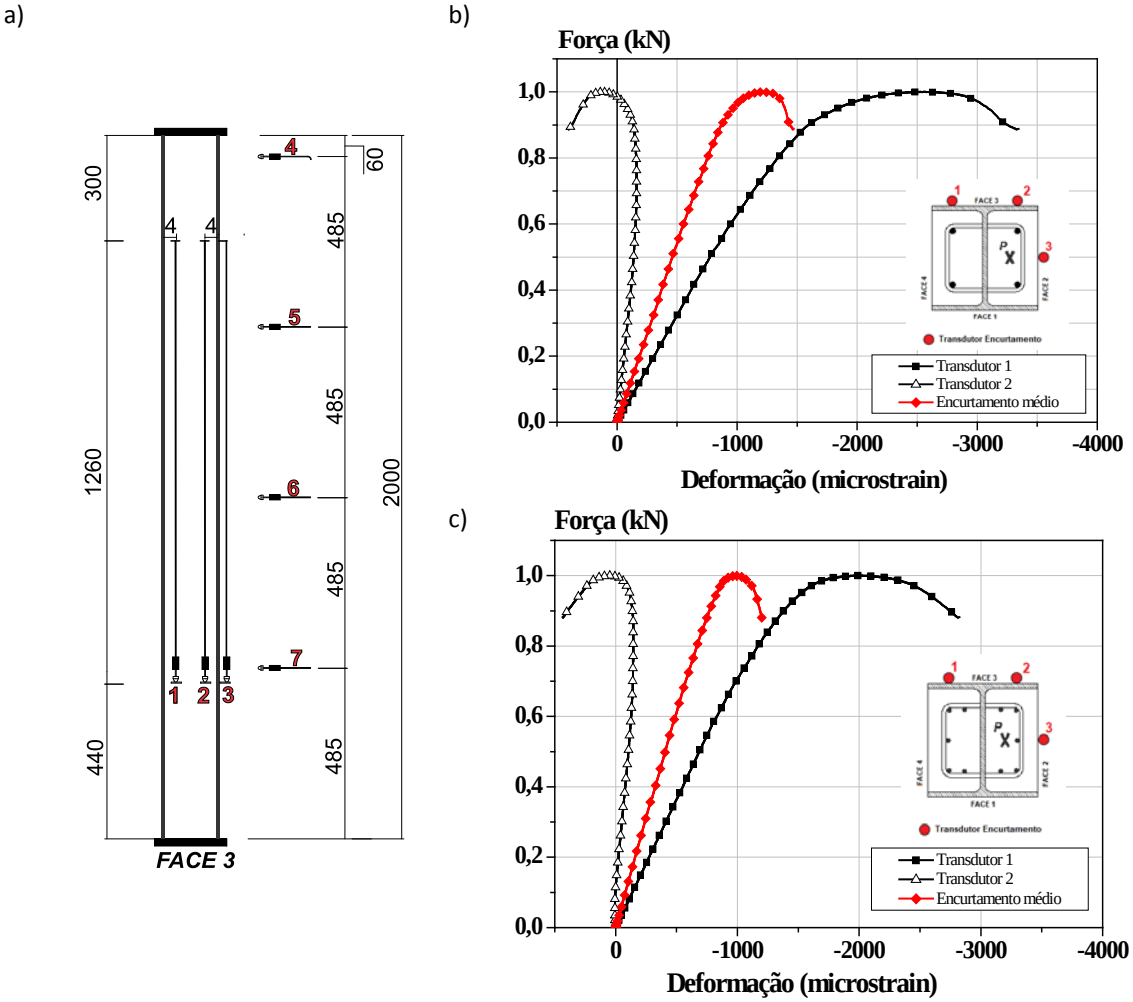
Tabela 3 – Força Máxima e Momento Máximo

Exemplar	ex.i (mm)	δ* (mm)	F_{exp} (kN)	M_{exp} (kN.cm)	F_{NBR} (kN)	M_{NBR} (kN.cm)
PEC-Ref	25	-18,31	913,27	4229	880	3907
PEC-T	25	-15,09	919,07	3960	869	3849

4.4 Comportamento Global

A Figura 10 apresenta o gráfico Força vs. Encurtamento para os dois exemplares estudados. Como apresentado na Figura 6, os transdutores de deslocamento 1 e 2 mediram os valores de encurtamento axial nas posições indicadas para cada exemplar. A partir destas medidas foi calculado um valor de deformação axial para cada uma das faces dividindo-se os valores de encurtamento medido pelo comprimento entre os pontos de fixação dos transdutores de deslocamento no pilar (1260 mm).

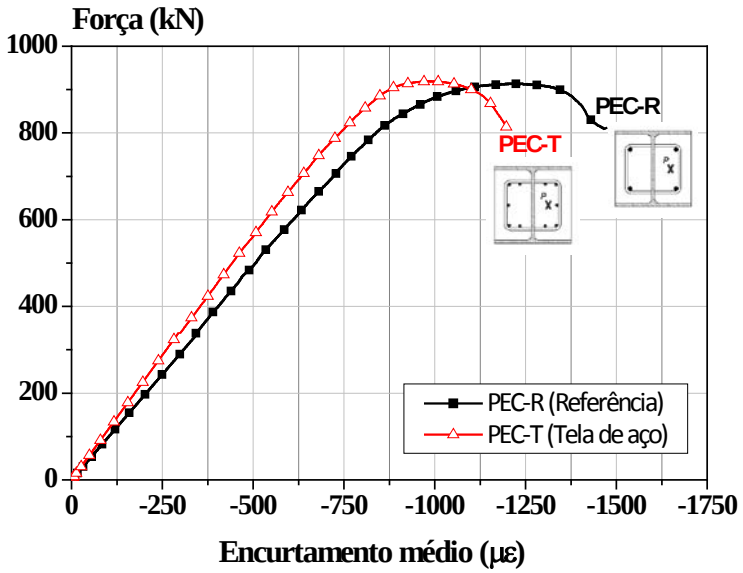
Figura 10 - Força vs. Encurtamento médio 1 e 2 para os exemplares a) PEC-Ref; b) PEC-T



O comportamento observado para os exemplares foi muito similar independente da configuração de armadura adotada para a seção transversal. Desde o início do carregamento há uma face mais comprimida e com o aumento da força aplicada este distanciamento fica mais pronunciado. A deformação axial para a força máxima na face mais comprimida é de 2700 με, 2000 με para os exemplares PEC-Ref e PEC-t, respectivamente.

Além disso, apresenta-se o encurtamento médio do pilar o qual foi obtido por meio da média dos valores registrados pelos transdutores 1 e 2 dividida pela distância entre os pontos de fixação. A curva Força vs. Encurtamento médio para os exemplares experimentais é mostrada na Figura 11. Observa-se que o comportamento é linear até 80% da força máxima.

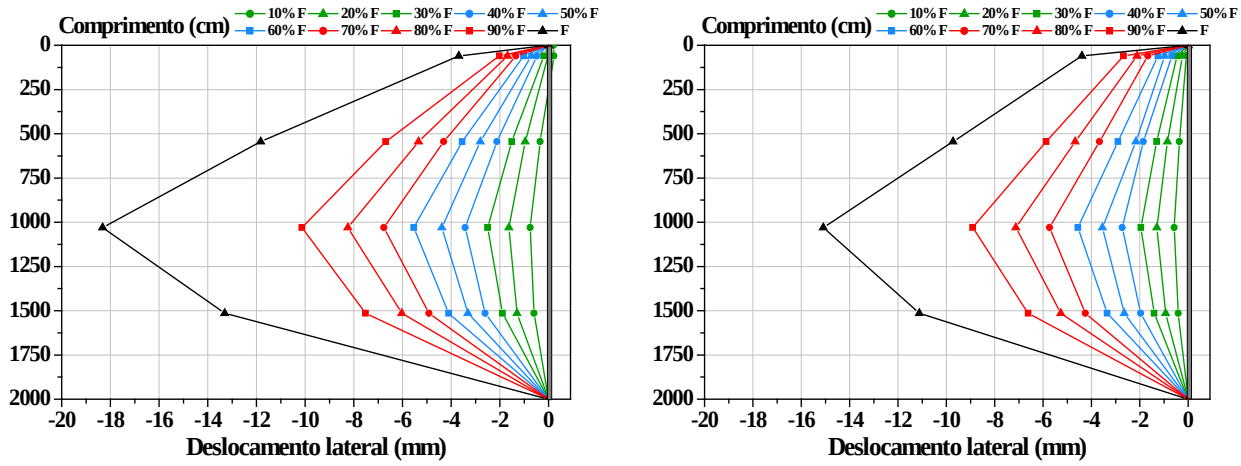
Figura 11 - Força vs. Encurtamento médio para os exemplares PEC-Ref e PEC-T



Os deslocamentos laterais foram registrados pelos transdutores de deslocamento localizados a 60 mm, 545 mm, 1030 mm, 1515 mm do topo do pilar, como indicado na Figura 6. A evolução dos deslocamentos laterais em função do aumento da força aplicada é apresentada na Figura 12. Os valores dos deslocamentos registrados pelos transdutores de deslocamento representam de forma aproximada a configuração deformada do elemento estudado e observa-se, como esperado no caso de elementos submetidos a flexo-compressão, a formação de uma curvatura típica de elementos fletidos.

Para os exemplares estudados os valores de deslocamentos laterais são similares. Por exemplo, quando atua uma força equivalente a 90% da força máxima atingida pelo elemento, os valores de deslocamento observado é de 9mm para o exemplar PEC-Ref e 10 mm para o exemplar PEC-t.

Figura 12 – Evolução dos deslocamentos laterais para os exemplares PEC-Ref e PEC-T

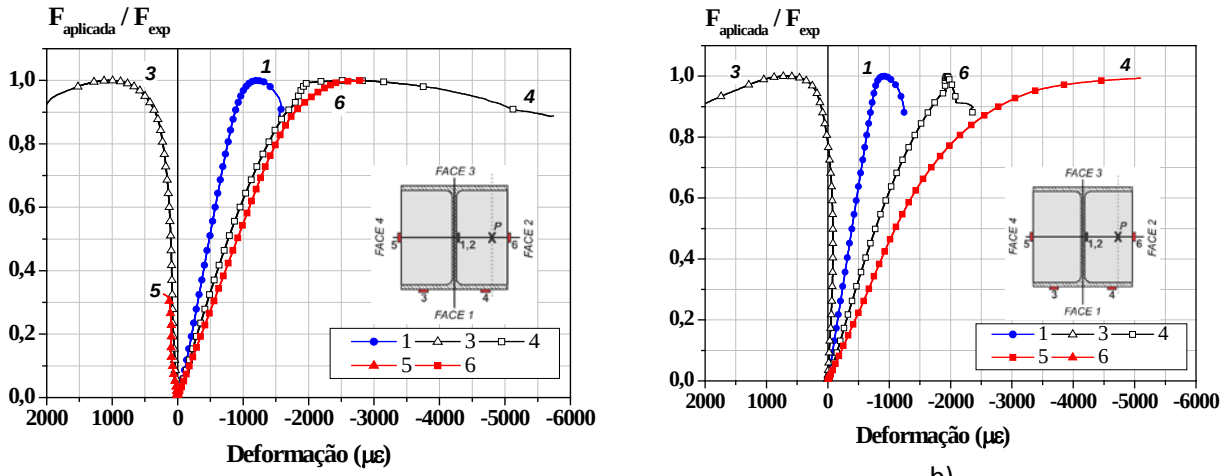


a) b)

4.5 Deformação axial nos materiais

Os registros de deformações foram feitos por meio de quatro extensômetros colados no perfil metálico e dois extensômetros colados em faces opostas do concreto como apresentado na Figura 6.

Figura 13 - Registro de deformações no aço (extensômetros 1 a 4) e no concreto (extensômetros 5 e 6) para os exemplares a) PEC-Ref; b) PEC-T



a) b)

A região da mesa mais comprimida apresenta, como esperado, maiores valores de deformação que a alma desde o início do carregamento. Enquanto a alma registra para a força máxima deformações de aproximadamente 1000 με, a região mais comprimida da mesa

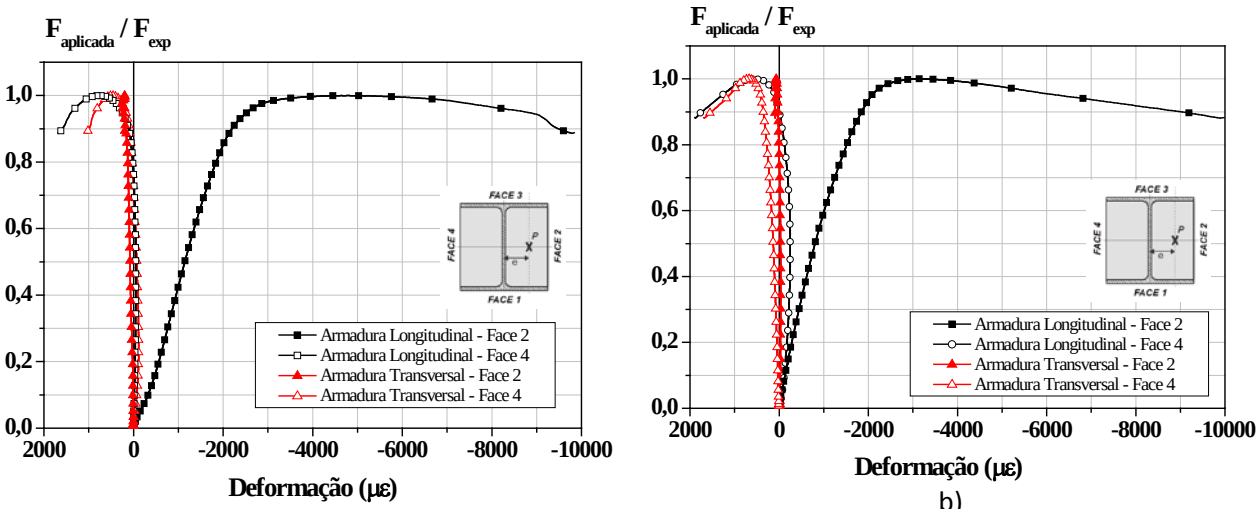
apresenta deformações que variam de 2500 a 5000 με, de acordo com o exemplar considerado. Estes valores indicam que não houve o escoamento da alma.

Observando os valores das deformações pode-se concluir que a linha neutra provavelmente corta o pilar e está localizada próxima à face menos comprimida. Ao se confrontar as deformações registradas pelos extensômetro 4 (aço) e 6 (concreto), localizados na região mais comprimida, observa-se que apesar de não estarem posicionados exatamente na mesma posição possuem valores próximos, especialmente para o exemplar PEC-Ref.

Já na face menos comprimida, aço e concreto apresentam inicialmente um mesmo comportamento; entretanto, a partir de um determinado ponto, as deformações no concreto não puderam ser medidas devido a danificações no extensômetro 5 para os dois exemplares estudados. No exemplar PEC-Ref, a partir de 30% da força máxima houve a abertura de uma fissura exatamente no ponto onde estava colado o extensômetro 5, danificando-o e prejudicando as leituras.

A Figura 14 apresenta as deformações medidas nas barras de armaduras da região central, uma barra longitudinal e uma transversal da armadura convencional e da tela. Pelos registros apresentados na Figura 14 observa-se que as barras transversais, sejam elas estribos ou barras transversais da tela não escoaram. Com relação as barras longitudinais, para ambos os exemplares, apenas as localizadas na região mais comprimida do pilar atingiram o escoamento quando atuava um valor de força equivalente a 95% da força máxima para o exemplar PEC-Ref e para a força máxima para o exemplar PEC-t.

Figura 14 - Registro de deformações nas armaduras a) PEC-Ref; b) PEC-T



a) b)

5 CONCLUSÃO

Este trabalho apresenta um estudo preliminar da substituição das armaduras convencionais de pilares mistos parcialmente revestidos por armaduras na forma de tela. Essa substituição tem a intenção de simplificar o processo construtivo, uma vez que as armaduras

devem ser ancoradas a alma do perfil metálico. Neste sentido foram ensaiados a flexo-compressão dois exemplares de pilar misto com 2000 mm de comprimento.

Observou-se valores de força máxima e momento máximo próximos para ambos, bem como o comportamento global similar. Com relação as armaduras, cuja principal função é a integridade do concreto, notou-se que independente da configuração adotada cumprem essa função, isto é, garantindo que não ocorresse ruptura abrupta do concreto e sim uma fissuração distribuída na região de ruptura. Além disso, observou-se boa relação entre os valores de capacidade resistente obtidos experimentalmente e pelo procedimento contido na ABNT NBR 8800:2008, indicando que são capazes de prever adequadamente o comportamento do pilar em questão.

Agradecimentos

Os autores agradecem a todos do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP pelo auxilio na realização da investigação experimental. Agradecem ainda pelo apoio financeiro dado a esta pesquisa pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Cientifico e Tecnológico (CNPq) e pelo processo nº 2014/12694-0, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP).

REFERÊNCIAS

1. Virdi PJ, Dowling KS. Bond strength in concrete filled steel tubes. IABSE Periodica. 1980;4:125–39.
2. Huang H, Han LH, Zhao XL. Investigation on concrete filled double skin steel tubes (CFDSTs) under pure torsion. Journal of Constructional Steel Research [Internet]. 2013;90:221–34. Available from: http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.07.035
3. Chicoine T, Massicotte B, Tremblay R. Long-Term Behavior and Strength of Partially Encased Composite Columns Made with Built-Up Steel Shapes. Journal of Structural Engineering. 2003;129(2):141–50.
4. Ebadi Jamkhaneh M, Kafi MA, Kheyroddin A. Behavior of partially encased composite members under various load conditions: Experimental and analytical models. Advances in Structural Engineering. 2019;22(1):94–111.
5. Pecce M, Ceroni F. Bond tests of partially encased composite columns. Advanced Steel Construction. 2010;6(4):1001–18.
6. Prickett BS, Driver RG. Behaviour of partially encased composite columns made with high performance concrete. Structural Engineering Report. 2006;(262).
7. Lelkes A, Gramblicka S. Theoretical and experimental studies on composite steel - Concrete columns. Procedia Engineering. 2013;65:405–10.
8. Tremblay R, Chicoine T, Massicotte B. Design Equation for the Axial Capacity of Partially Encased Non-Compact Columns. 2008;506–17.
9. Oh M-H, Ju Y-K, Kim M-H, Kim S-D. Structural Performance of Steel-Concrete Composite Column Subjected to Axial and Flexural Loading. Journal of Asian Architecture and Building Engineering. 2006;5(1):153–60.

10. Chen Y, Wang T, Yang J, Zhao X. Test and numerical simulation of partially encased composite columns subject to axial and cyclic horizontal loads. International Journal of Steel Structures. 2010;10(4):385–93.
11. Kim MH, Kim HG, Ju YK, Kim SD. Experimental study on the axial behavior of yLRC composite columns. Procedia Engineering. 2011;14:2058–63.
12. Gramblička Š, Hrusovska A. Slenderness Influence on the Behavior of Composite Columns. Key Engineering Materials. 2016;691:40–50.
13. Vincent RB. Design and Application of Partially Encased Non-Compact Composite Columns for High-Rise Buildings. 2008;854–64.
14. Hunaiti YM. Aging effect on bond strength in composite sections. Journal of Materials in Civil Engineering. 1995;67(6):14–21.
15. GRAMBLIČKA Š, MATIAŠKO S. Theoretical and Experimental Analyses of Composite Columns With the Use of High Strength Concrete. Slovak Journal of Civil Engineering. 2009;4:31–40.
16. TÉCNICAS ABDN. NBR 8800: [Internet]. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro; 2008. Available from: www.abnt.org.br
17. CEN (European Committee for Standardization) Eurocode 4. Vol. 1. Brussels; 2004.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

PRODUTIVIDADE NA MONTAGEM DE ESTRUTURAS DE AÇO: ESTUDO DE CASO*

Valéria Maria Nunes Cândido[1]
Sandro Valério de Souza Cabral[2]

Resumo
Exigências de mercado têm levado a construção civil à busca intensa por melhoramentos no planejamento de obras e índices de desempenho afim de alcançar uma maior produtividade, margeando-se na orientação de normas técnicas, critérios de segurança do trabalho e cumprimento de prazos, custos estimados e parâmetros de qualidade. Diante deste cenário, as estruturas em aço aparecem como boa alternativa frente as estruturas convencionais em concreto armado em várias categorias de obra devido a sua notória facilidade e rapidez de execução. Esse artigo apresenta uma análise da produtividade da montagem de estruturas de aço, a partir da definição de índices de produtividade e do estudo de caso da montagem de um restaurante (A=2241 m²) com dois pisos, estrutura principal em aço e vigas e lajes mistas tipo steel deck, localizado na cidade de Natal - RN. As quantidades avaliadas são os indicadores de produtividade física com base em quantidade de serviço, utilizando a razão unitária de produção (RUP), o consumo unitário de material (CUM) e a eficiência de equipamento (EfE). Os resultados são comparados com índices publicados em referências nacionais e internacionais tanto para estruturas em aço quanto para estruturas em concreto armado moldadas in loco e pré-moldadas. Conclui-se que os valores estimados para a montagem da estrutura em aço estudada podem ser melhores do que os obtidos na literatura técnica para estruturas em concreto armado.
Palavras-chave: Produtividade; Estruturas de aço; Montagem; Estudo de caso

ASSEMBLY PRODUCTIVITY OF STEEL STRUCTURES: CASE STUDY

Abstract
Market requirements have increased the construction industry demand for improvements in planning and performance indexes towards a better productivity based on technical standards, safety criteria and fulfillment of predefined deadlines, costs, and quality aims. Therefore, steel structures arise as a good choice comparing to conventional reinforced concrete structures in several building categories due to this notorious speed and ease of construction. This work presents the assembly productivity analysis of steel structures from the evaluation of productivity indexes of a restaurant assembly case study with area of 2241 m², two floors, steel columns and composite steel-concrete beams and plates (steel deck), located in Natal – RN. The evaluated measures are the physical productivity indexes based on service amount as production rate (RUP), material consumption rate (CUM) and equipment efficiency rate (EfE). The results are compared to published indexes of steel, precast and in situ casting reinforced concrete structures. It is found that the structural steel case study indexes might be better than the reinforced concrete studies considered.

Keywords: Productivity; Steel structures; Assembly, Case study

* Contribuição tecnocientífica ao **Construmetal 2019** – 8º Congresso Latino-americano da Construção Metálica – 14 a 16 de agosto de 2019, São Paulo - SP, Brasil.

[1] Engenheira Civil, João Pessoa - PB.
[2] Engenheiro Civil, Mestre em Estruturas, MPhil. in Civil Engineering, Diretor técnico da Projectaço Projetos e Soluções Estruturais Ltda e Professor do curso de Engenharia Civil do UNIPÊ, João Pessoa - PB.

1 INTRODUÇÃO

A construção civil é uma das áreas que mais se transformaram com o avanço dos anos, com a competividade, evolução do mercado, as preferências por bens mais modernos, altos e esbeltos aumentam e com isso surgem novas tecnologias para satisfazer os desejos dos clientes. Logo, faz-se necessário que o engenheiro tenha como auxílio um conjunto de instrumentos de planejamento e controle para que a gestão do projeto seja feita, conforme as normas técnicas, segurança do trabalho, atendendo aos prazos e cumprindo as metas estabelecidas para obtenção do sucesso esperado, ou seja, prazos, custos e qualidade almejados.
Um bom planejamento de obra melhora a produtividade, reduz atrasos e traz uma sequência melhor de execução dos serviços. Entretanto, para isso, é necessário vencer alguns obstáculos dentro da construção civil, dentre eles: compatibilização de projetos e disponibilidade de material e mão-de-obra. Como alternativa para aumentar sua capacidade de produção, a estrutura metálica tem sido uma opção em diversas categorias de obras.
Matos [1] afirma que "optar por um sistema construtivo baseado em estruturas metálicas garante maior rapidez e menor impacto no canteiro, se comparado a uma construção tradicional. Obras com estruturas de aço têm medidas milimetricamente precisas, resultando em uma estrutura nivelada e bem locada, o que facilita as etapas construtivas conseguintes".
Portanto, o presente trabalho tem como objetivo apresentar o estudo da produtividade da execução da montagem de estruturas de aço, com base em um estudo de caso, apresentando índices de produtividade física com base em quantidade de serviço, utilizando a razão unitária de produção (RUP), o consumo unitário de material (CUM) e a eficiência de equipamento (EfE). Os resultados são comparados com valores publicados em referências nacionais e internacionais afim de estabelecer uma análise crítica sobre a produtividade da mão-de-obra aplicada na execução da obra, bem como compará-las a estruturas de concreto armado moldadas in loco ou pré-moldadas.

1.1 O concreto armado e o aço na construção civil

De acordo com Santos [2], concreto armado é de utilização recente quando comparado ao uso de materiais tradicionais de construção, tais como madeira, pedra, argila e cerâmica. As primeiras utilizações de estruturas de concreto datam de meados do século XVIII, na Inglaterra. Para Oliveira e Bunder [3], um marco para a história do concreto armado acontece quando Joseph Monier executa a primeira ponte de concreto armado do mundo em 1875 na França, com 16,50 metros de comprimento e 4 metros de largura.
Para Carvalho [4], Monier teve grande importância para o avanço do concreto armado, pois ele entendeu as características, vantagens e desvantagens do uso do concreto e do aço até adequá-los de maneira tal que aproveitasse as características de cada um.
Segundo Santos [2], o concreto é introduzido no Brasil no início do século XX como produto patenteado, distribuído por filiais de firmas estrangeiras estabelecidas no país. Em meados de 1920, com a instalação das cimenteiras, marca-se o início do processo de difusão da tecnologia

do concreto. Nos anos 1940, o concreto encontrasse estabilizado e com seu uso normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT.

As estruturas metálicas, segundo Zedron [5], têm sido usadas desde o século XII, quando eram empregados tirantes e pendurais de ferro fundido como auxiliares em estruturas de madeira. No século XVI tornaram-se comuns as estruturas de telhado em ferro fundido.

De acordo com Bellei, Pinho e Pinho [6], o ferro apresenta-se como material com mais intensidade em meados do século XIX, em razão do processo de industrialização experimentado pelos países mais desenvolvidos como Inglaterra, França e Alemanha. A urbanização crescente desempenhava importante papel para a comercialização dos produtos industrializados, tornando este, um fator decisivo para o surgimento de necessidades, que teriam de ser atendidas por novas construções. Dessa forma, o ferro e depois o aço começou a ser estudado mais profundamente devido suas inúmeras características que conseguiam atender as novas tendências mundiais.

A história do aço no Brasil inicia-se com a chegada dos portugueses ao país com a esperança da extração de metais como ouro, prata e bronze. Entretanto, nenhum tipo de metal, nem mesmo ferro, é encontrado no primeiro momento. Os poucos ferreiros que vem para o país, utilizam o ferro advindo da Europa para produzir os instrumentos usados na lavoura.

A procura obtém sucesso em 1591 quando os bandeirantes encontram uma jazida de minério de ferro na Serra de Araçoiaba (Atual Morro de Ipanema), no estado de São Paulo, onde é instalado uma forja, que ficou conhecida como a primeira usina siderúrgica do Brasil [7].

No período imperial produz-se cerca de 120 toneladas de ferro por ano, e em 1864 chega-se a marca de 1550 toneladas. Entretanto, nesse mesmo período, os produtos fabricados com o ferro brasileiro não conseguem competir com os importados da Inglaterra que tem melhor qualidade e preço, o que se tornava uma vantagem apenas para Portugal, desestimulando a produção de ferro no Brasil. A mudança de cenário acontece em 1844 com a criação, pelo então Ministro da Fazenda, Manuel Alves Branco, da Tarifa Alves Branco, que aumenta a taxa de importação de cerca de 15% para 30% a 60%, se existissem produtos similares no Brasil. Estimula-se assim, a produção da colônia e a construção de uma moderna fábrica de ferro e bronze em Niterói – RJ. [7].

De acordo com Inaba e Coelho [8], o aço começa a ser utilizado no Brasil no final do século XIX e início do século XX na forma de estruturas pré-fabricadas importadas para atender as construções de pontes e edifícios da época. Em 1946, com o início de operação da primeira siderúrgica integrada do país, a Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), é quando o aço importado passa a ser substituído pelo produto de fabricação nacional. Na década de 70, surge em todo o país um grande número de fabricantes, projetistas, desenhistas e outros profissionais do ramo. Já se produzia cerca de 500 mil toneladas de estruturas metálicas por ano na mesma década, embora totalmente voltada para o setor industrial [7].

No início do século passado, a construção civil no Brasil se desenvolve principalmente com o uso do concreto e da alvenaria, tendo como característica a utilização de mão de obra intensiva e de baixa qualificação. Essas escolhas se mantem no período entre 1980 e 2004, possivelmente relacionadas às baixas taxas de crescimento do setor da construção, que atingem média de apenas 0,5% ao ano no período. Entretanto, a partir de 2003 a construção encontra um novo ritmo de crescimento [8]. Com a sua expansão vêm grandes alterações qualitativas e um amadurecimento progressivo do mercado, que por sua vez começa a exigir obras cada vez mais rápidas e com mais qualidade.

Com a elevação do custo com mão de obra é importante buscar a racionalização de processos e maior produtividade com melhor qualificação. Bom desempenho e durabilidade de edificações, tornam-se quesitos obrigatórios, integrados também à preocupação com a sustentabilidade dos materiais e da obra. Tais demandas vêm encontrando respostas satisfatórias nos sistemas construtivos industrializados.

Na disputa direta com o concreto armado, sistemas construtivos em aço podem ser uma opção vantajosa na construção civil, pelo menos em obras que apresentam cronograma apertado. Nessa concorrência, o aço está chegando ao canteiro de obras em forma de estruturas metálicas pré-moldadas, prontas para uso. De acordo com a Valor Econômico [9] em 2015, a construção em aço representava cerca de 15% do universo do setor de edificações no Brasil.

Em entrevista à revista Valor Econômico [9], a gerente executiva do Centro Brasileiro da Construção do Aço (CBCA), Carolina Fonseca, alega que o desperdício em estruturas de aço é mínimo, já que o entulho de obra pode ser reciclado, por serem estruturas mais leves podem reduzir em até 30% o custo em fundações e o tempo total de construção pode ser reduzido entre 10% a 20%.

Uma questão interessante a ser observada é um comparativo entre as vantagens e desvantagens de utilizar estruturas de aço e estruturas em concreto armado. As tabelas 1 e 2 mostram os comparativos entre as vantagens e desvantagens respectivamente.

Tabela 1 – Análise comparativa entre as vantagens em utilizar estrutura em aço e em concreto armado [10 e 11].

VANTAGENS DE UTILIZAR ESTRUTURAS EM AÇO	VANTAGENS DE UTILIZAR ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO
Alta resistência do aço em comparação com outros materiais.	Economia: especialmente no Brasil, os seus componentes são facilmente encontrados e relativamente a baixo custo.
O aço é um material homogêneo de produção controlada.	Adaptabilidade: favorece à arquitetura pela sua fácil modelagem.
As estruturas podem ser produzidas em fábricas por processos industrializados seriados, cujo efeito de escala favorece a menores prazos e menores custos.	Conservação: em geral, o concreto apresenta boa durabilidade, desde que seja utilizado com a dosagem correta. É muito importante a execução de cobrimentos mínimos para as armaduras.
Maior lucratividade do investimento: devido à maior velocidade de giro do capital investido e utilização de maior área útil com elementos estruturais de menores dimensões.	Segurança contra o fogo: desde que a armadura seja protegida por um cobrimento mínimo adequado de concreto.
Possibilidade de emprego de vãos maiores e reposição e troca de peças facilitadas.	Resistência a choques e vibrações: os problemas de fadiga são menores.

Tabela 2 – Análise comparativa entre as desvantagens em utilizar estrutura em aço e em concreto armado [10 e 11].

DESVANTAGENS DE UTILIZAR ESTRUTURAS EM AÇO	DESVANTAGENS DE UTILIZAR ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO
Custo inicial: dependendo do tipo de estrutura e planejamento da obra.	Peso próprio elevado, relativamente à resistência.
Necessidade de tratamento: precisa de tratamento superficial para proteção contra a oxidação.	Reformas e adaptações são de difícil execução.
Mão de obra qualificada: para a fabricação e execução exige-se uma mão de obra mais qualificada comparada as estruturas convencionais.	Fissuração (existe, ocorre e deve ser controlada).
Limitação do mercado: a utilização de estruturas metálicas, muitas vezes, se torna limitada devido à dificuldade em encontrar determinados tipos de perfis em aço.	Transmite calor e som (fator que depende da concepção estrutural).

1.2 Principais fases de construção com estrutura de aço e estrutura de concreto armado

Para facilitar o entendimento é adotado um esquema genérico das fases de construção em estruturas de aço e em concreto armado, com base em Bellei [10] e Gonçalves [11], apresentados nas Figuras 1 e 2 respectivamente.

Figura 1 - Fases construtivas de estruturas de aço [10 e 11].

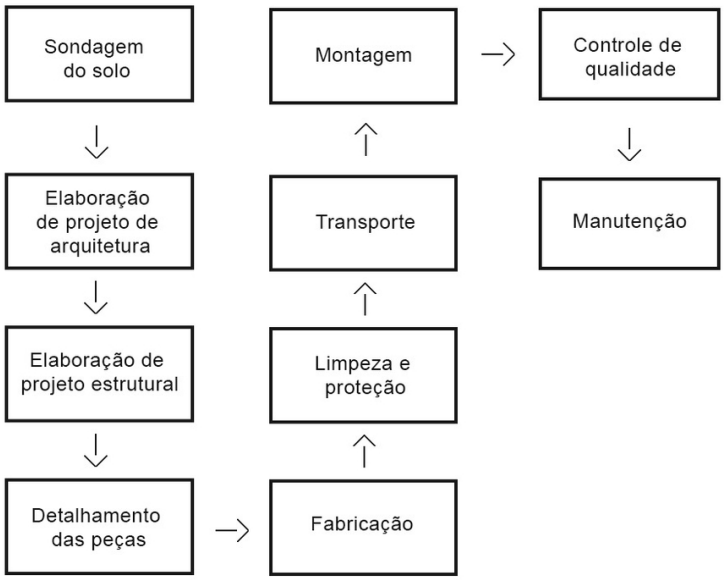
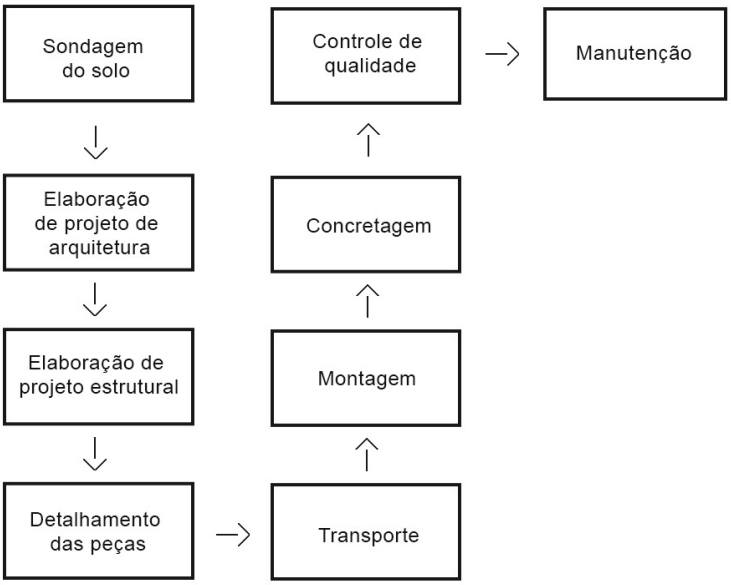


Figura 2 - Fases construtivas de estruturas de concreto armado [10 e 11].



É possível observar que as fases construtivas do aço e do concreto diferem apenas entre as etapas de montagem e controle de qualidade, com a introdução nas estruturas de concreto da etapa de concretagem.

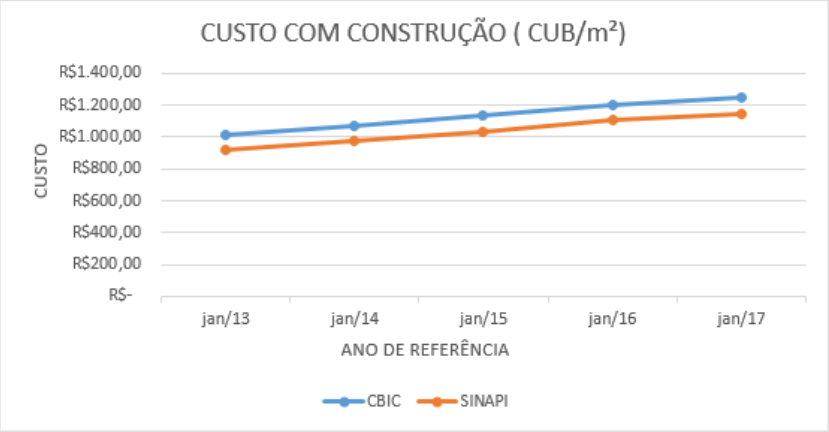
Thomas Carmona [12] ainda alega em entrevista para AECWEB que não é uma tarefa fácil comparar os três principais sistemas utilizados no país: estruturas pré-moldadas, estruturas em concreto armado moldado no local e estruturas em aço, pois a escolha da melhor alternativa depende do estudo de viabilidade que considere fatores como prazo de execução, disponibilidade de matérias-primas e mão de obra, transporte de insumos, espaço no canteiro,

características da edificação (altura, dimensões na planta, vãos etc.), fluxo de investimento x retorno, entre outros.

1.3 Conceituação de produtividade em estruturas de aço

A partir do ano de 2011, inicia-se uma desaceleração expressiva no setor da construção civil. Os anos de 2014 e 2015 são marcados como anos de recessão na indústria da construção civil, em que há uma queda em sua taxa de crescimento apresentando em média um valor de -5,55%. Nos anos de 2016 e 2017 o cenário continua, entretanto, a taxa negativa apresenta uma média de 5,3% [13].
Além disso, há um aumento do custo da construção civil, o Gráfico 1 apresenta uma análise comparativa entre a variação de custos de construção CUB/m² nos anos 2013 a 2017 [14 e 15].

Gráfico 1 - Fases construtivas de estruturas de concreto armado.



Nota-se que de 2013 a 2017, os indicadores de custos da construção apresentam crescimento progressivo, do quais, estes são associados a fatores como: mão-de-obra, equipamentos e material. Neste cenário de retração econômica e de aumento de custos, é de extrema importância a análise dos índices de produtividade na construção civil.
De acordo com Ferreira e Zancul [16] têm-se três fatores estruturais que justificam a maior preocupação da indústria da construção civil com o tema produtividade:

- Os custos crescentes com construção afetando a rentabilidade das empresas.
- A carência de mão de obra especializada, que afeta diretamente os custos e pode chegar a interferir nos cumprimentos de prazos definidos em planejamento.
- O aumento da complexidade dos negócios devido à gestão de múltiplas obras, seguido por um cenário de restrição de mão-de-obra, exige melhor cumprimento de prazos para que alterações no planejamento de um empreendimento não impactem o prazo dos demais.

Um levantamento do Sindicato Nacional da Indústria da Construção Pesada (Sinicon) [17] em parceria com a LCA Consultores mostra que, em 2017, a construção civil apresentou a queda mais intensa entre todos os setores e esta queda persistiu em 2018 (Quadro 1).

Quadro 1 – PIB nos últimos anos. [18].

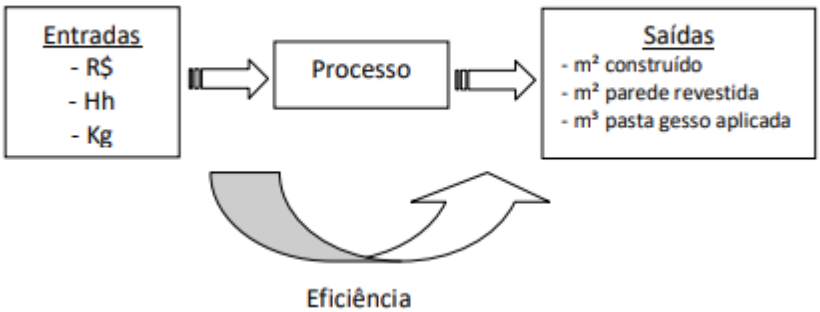
Variação (%) acumualda em um ano	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2T2018/ 1T2018	2T2018/ 2T2017	2018 (p)
Agropecuária	6,7	5,6	-3,1	8,4	2,8	3,3	-4,3	13,0	0,04	-0,4	
Extrativa Mineral	14,9	3,5	-1,9	-3,2	9,1	5,7	-2,7	4,3	0,4	0,6	
Transformação	9,2	2,2	-2,4	3,0	-4,7	-8,5	-5,6	1,7	-0,8	1,8	
Eletricidade e gás, água, esgoto e limpeza	6,3	5,6	0,7	1,6	-1,9	-0,4	7,1	0,9	0,7	3,1	
Construção	**13,1**	**8,2**	**3,2**	**4,5**	**-2,1**	**-9,0**	**-5,6**	**-5,0**	**-0,8**	**-1,1**	**-0,9**
Comércio	11,1	2,3	2,4	3,4	0,6	-7,3	-6,1	1,8	-0,3	1,9	
Transporte, armazenagem e correio	11,2	4,3	2,0	2,6	1,5	-4,3	-6,8	0,9	-1,4	1,1	
Serviços de informação	5,4	6,5	7,0	4,0	5,3	-0,9	-3,2	-1,1	1,2	0,4	
Intermediação financeira e seguros	9,3	6,2	1,5	1,8	-0,6	-1,2	-3,3	-1,3	0,7	0,6	
Atividades Imobiliárias	4,9	1,9	5,1	5,1	0,7	-0,4	0,2	1,1	1,2	3,0	
Outros Serviços	3,3	4,6	3,6	1,6	1,9	-3,7	-3,2	0,4	0,7	0,9	
APU, educação pública e saúde pública	2,2	1,9	1,3	2,2	0,1	0,2	0,6	-0,6	-0,2	0,5	
PIB	7,5	4,0	1,9	3,0	0,5	-3,5	-3,5	1,0	0,2	1,0	1,7

Sendo assim, para se recuperar da crise e conseguir manter um crescimento estável, a indústria da construção civil necessita de instrumentos para tal e a busca pelo aumento da produtividade é uma das saídas. A mensuração da produtividade permite analisar o ciclo de crescimento de maneira mais organizada e quantitativa.

O termo produtividade é empregado de diversas formas dependendo do que se pretende analisar. Para Lopes [18], produtividade é interpretada de várias maneiras, mas, na prática, geralmente refere-se à relação entre os fatores ou recursos aplicados na entrada de um sistema de produção e as respectivas saídas de bens ou serviços.

Para Maeda e Souza [19], o sistema de produção pode ser interpretado como um processo que transforma entradas, que são os recursos, em saídas, que são denominados produtos, como na Figura 3.

Figura 3 - Representação simplificada de um sistema de produção [19].

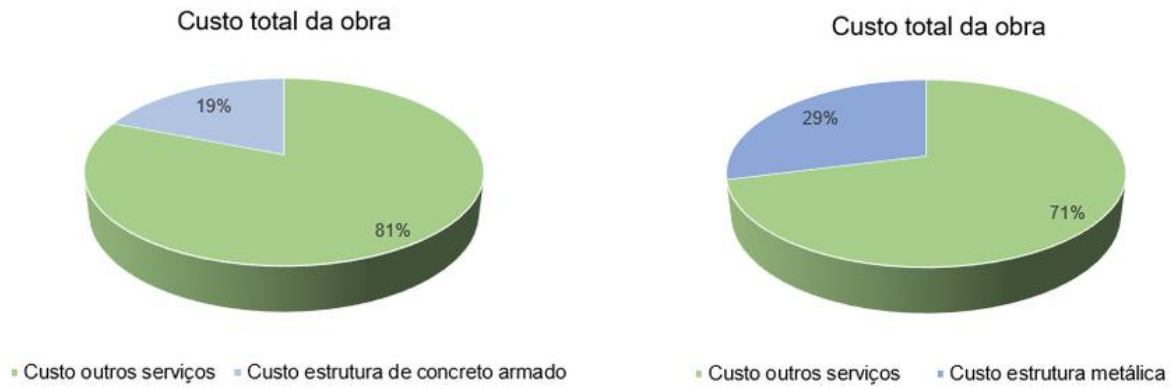


Assim, com este sistema simplificado, pode-se definir produtividade como sendo a relação entre resultados obtidos e esforço despendido para executar um determinado produto ou tarefa. De acordo com Araújo [20], a construção civil, uma vez entendida como sistema produtivo, provê de todos os requisitos necessários para servir de contexto para o estudo da produtividade. Sendo as entradas representadas pelos recursos físicos utilizados como materiais, mão-de-obra e equipamentos e as saídas representadas por uma obra ou serviços em análise, sendo os resultados do processo.

Slack, Chambers e Johnston [21] apresentam a medida de desempenho como um processo de quantificar o grau em que o sistema de produção preenche os objetivos de desempenho visando

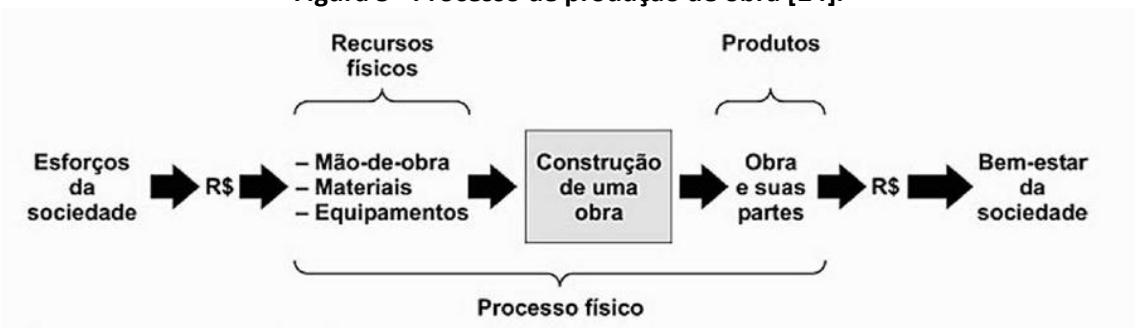
a satisfação do cliente. Esta medida pode ser avaliada através dos cinco objetivos básicos de desempenho: qualidade, rapidez, confiabilidade, flexibilidade de mudanças e custo, sendo o último afetado por todos os outros objetivos.
Segundo Vargas et al. [22], a etapa de execução da estrutura em concreto armado corresponde em torno de 20% do custo total da construção e tornando-se o caminho crítico do planejamento. Freire [23] apresenta gráficos comparativos entre os custos com estruturas metálicas e estruturas de concreto armado (figura 4).

Figura 4 - Comparativo de custos totais de obra em estrutura metálica e em concreto armado. [23].



Certamente, a utilização de aço na execução de estruturas torna-se desejável, quando a obra permite ganhos de produtividade em sua execução garantindo assim um menor tempo de execução, menos oscilações no planejamento, cumprimento de metas e prazos, condições de segurança, qualidade e exigências determinadas em normas.
Em relação aos processos no nível de canteiro de obras, Souza [24] mostra que é usual a determinação da produtividade tanto quanto em recursos físicos quanto financeiros, dependendo do objetivo que precisa ser alcançado. A figura 5 mostra a produtividade de recursos físicos tem três principais recursos utilizados: mão de obra, materiais e equipamentos. Já a produtividade de recursos financeiros, em geral, considera o custo ligado a estes três insumos. Como saída, considera-se como produto a quantidade de serviço alcançado.

Figura 5 - Processo de produção de obra [24].



Complementando o processo físico apresentado por Souza [24] na Figura 5, que trata da utilização dos recursos físicos da produção na construção civil, acrescenta-se ao processo um método específico para calcular a produtividade. Para isso, Mingione [25] formula seis

questionamentos, apresentados a seguir, objetivando quantificar as entradas e saídas que deverão compor um determinado índice de produtividade.

2 MÉTODOS, DEFINIÇÕES E DADOS

Pensando numa maneira de organizar a forma de pensar na produtividade da construção em estruturas de aço, que pudesse reconhecer seus diferentes níveis e as várias interfaces de influência que compõe a cadeia do seu processo produtivo, Mingione [25] sugere uma forma de cálculo para auxiliar nesta tarefa.

2.1 Forma de cálculo da produtividade

Para achar a fórmula de cálculo da produtividade faz necessário responder seis perguntas:

- COMO MEDIR - Qual a unidade de medida encontrada no numerador e no denominador do indicador?
- O QUE CONSIDERAR - Após a definição das unidades de medida, quais valores devem ser considerados para quantificá-las?
- PERÍODO DE TEMPO - Qual será o período de referência que deverá compor o indicador?
- SUBPROCESSOS – Quais subprocessos estão envolvidos e de que forma?
- FATORES - Quais fatores estão influenciando o resultado do indicador?
- MÉTODO DE ESTUDO DA PRODUTIVIDADE – Como coletar, processar

2.1.1 Como medir

A questão de como medir um indicador de produtividade está ligada a determinação da grandeza a ser considerada como entrada e saída. Tais entradas e saídas são combinadas, geralmente, no seguinte indicador, segundo Souza [24]:

- Indicadores de produtividade física com base em quantidade de serviço – Utilizando a Razão unitária de produção (RUP) como mensurador da produtividade, relacionando o esforço humano, avaliado em Homem x hora (Hh), com a quantidade de serviço (QS) realizado.

$$RUP = Hh/QS \quad (1)$$

- Indicadores de produtividade física com base em área: relacionam os recursos físicos à área de edificação na qual o serviço foi executado.
- Indicadores de produtividade financeira: em geral, são denominados como indicadores de custo, onde relacionam o custo de determinado recurso físico à quantidade de serviço produzida ou a área de edificação na qual o serviço foi executado.

2.1.2 O que considerar

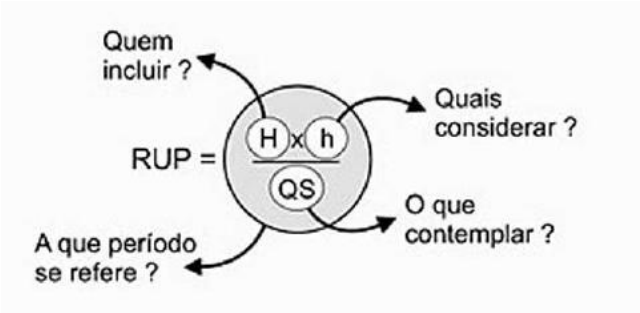
Uma vez que se pretenda padronizar a avaliação da RUP, há que se padronizar alguns aspectos, conforme Souza [24]:

- A definição de quais homens estão inseridos na avaliação;

- A quantificação de horas de trabalho a considerar: considera-se nesse caso, apenas as horas disponíveis para o trabalho, não se distinguindo as horas pouco produtivas e não considerando as horas não trabalhadas;
- A quantificação do serviço: a mensuração das saídas diz respeito ao produto realmente executado (medem-se as quantidades reais e não as consideradas equivalentes). Os serviços podem ser quebrados de diferentes maneiras para servir como foco de estudo.
- A definição do período de tempo ao qual as mensurações de entradas e saídas se referem;
- Com relação aos indicadores que utilizem hora-equipamento como entrada, a coleta de dados é semelhante a que ocorre com os homens-hora, fazendo-se necessário definir o que deve ser contemplado como "equipamento" e quais horas de trabalho da mesma serão consideradas como "hora";
- Na utilização da área como denominador do indicador de produtividade, é fundamental definir o tipo de área que se deseja considerar – área construída, computável, não computável, privativa, comum, equivalente, entre outras – de forma a evitar possíveis erros de interpretação;

A figura 6 ilustra os aspectos a serem considerados para a mensuração da produtividade.

Figura 6 - Aspectos a padronizar quanto à mensuração da produtividade [25].



2.1.3 Período de Tempo

Em geral, são utilizados os seguintes períodos de referência, com base em Souza [24] e Mingione [25]:

- Período diário: medem-se entradas e saídas referentes a cada dia de serviço, ou seja, obtêm-se um indicador de base diária.
- Período acumulado: medem-se as entradas e saídas acumuladas do primeiro dia do início do estudo até a data de avaliação desejada, obtendo-se assim, um indicador de base cumulativa.
- Períodos determinados: pode-se medir entradas e saídas do primeiro ao último dia de um período de interesse, podendo ser semanal, mensal etc., obtendo-se um indicador de base periódica.

2.1.4 Subprocessos

Na construção de um empreendimento, divide-se o projeto hierarquicamente em etapas para facilitar a sua execução, cada etapa corresponde a uma parte funcional do projeto, como:

infraestrutura, superestrutura, instalações, vedação, impermeabilização, entre outros. Portanto, cada etapa tem a sua função dentro do projeto e tem seus materiais constituintes. Cada etapa pode ser denominada subprocesso dentro da gestão da produção.
Mingione [25] ressalta: "na determinação de um indicador de produtividade, devem-se estabelecer de forma clara onde se insere o processo analisado e quais os subprocessos que o compõe e devem ser considerados no cômputo das entradas e saídas".

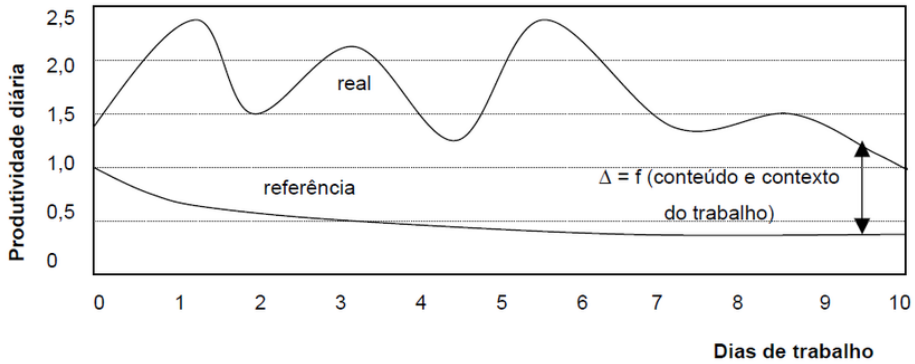
2.1.5 Fatores

Para Araújo [20] quando se estuda a transformação de entradas em saídas, é de suma importância a detecção de quais fatores podem ter influência significativa sobre a eficiência desse processo e a posterior análise desses fatores.

2.1.6 Método do estudo da produtividade

De acordo com Mingione [25], para realizar um estudo de produtividade é necessário definir o período total em dias no qual são coletados os dados para determinação dos índices e o período sazonal em que se encontra o estágio da obra cujos dados são levantados. Estes podem influenciar na produtividade.
É possível encontrar na literatura modelos para estudo da produtividade em canteiro de obras, em especial com relação à produtividade da mão de obra. Segundo Araújo [20], os modelos para estudo da produtividade da mão de obra são divididos em: modelos teóricos, modelos de entrada e modelos de entrada e saída. O primeiro considera que todos os fatores externos ao processo são mantidos constantes, O segundo, procura diferenciar, dentro do tempo total de trabalho disponível, as frações consideradas mais ou menos eficientes. E o terceiro procura entender a produtividade a partir de informações de saídas e entradas do processo produtivo. Dentro dos modelos de entrada e saída existem o Modelo dos Fatores, o Modelo da Expectativa, Modelos baseados em inteligência artificial, como o uso de redes neurais, árvores de decisão e sistemas especialistas. O modelo de fatores é adotado como referência para o desenvolvimento deste trabalho. Araújo [20] mostra que esse modelo se fundamenta na produtividade real de uma equipe que pode ser afetada por uma quantidade de fatores, que podem ser identificados e cuja influência pode ser quantificada. Esses fatores podem ser de conteúdo ou de contexto e expressos de forma quantitativa ou qualitativa (Figura 7).

Figura 7 - Aspectos a padronizar quanto à mensuração da produtividade [21].



2.1.7 Definição dos indicadores utilizados

Esta etapa é realizada com base na metodologia criada por Mingione [25]. Os processos relacionados à montagem são divididos em subprocessos, sendo representados em três grupos:

1. O grupo 1 é constituído pelas etapas de descarregamento, estocagem, processamento intermediário e transporte. A mão de obra de produção envolvida nas atividades desse grupo, em geral, é pouca e pode ser considerada como uma mão de obra auxiliar.
2. O grupo 2 é constituído pela montagem em si, com as atividades de amarração, içamento das peças estruturais, posicionamento e ligação provisória, tornando-se assim, o grupo com as atividades mais representativas, sendo medidas as horas de equipamento e mão de obra direta, constituída pelos montadores.
3. O grupo 3 é constituído pela última tarefa da etapa de montagem: ligação definitiva. Este grupo de atividade pode ser mensurado como a mão de obra complementar ao grupo de atividades 2.

Para mensuração da produtividade deste estudo, é considerado o grupo de sub-processos com representação da montagem da estrutura de aço. Sendo assim, as saídas do processo de montagem são sempre as peças da estrutura ligadas provisoriamente ao conjunto na semana coletada.

A RUP será calculada com base semanal e cumulativa considerando-se como entrada as horas disponíveis dos montadores. Portanto, a RUP será descrita em função da quantidade de serviço considerada, ou seja: peso das peças montadas em toneladas ou quantidade de peças montadas. Dessa forma, vão-se obter os indicadores: $RUP_{s;of;peso}$, $RUP_{sof;peça}$, $RUP_{cum;of;peso}$ e $RUP_{cum;of;peça}$.

A eficiência de equipamento (EfE) será calculada com base semanal e cumulativa considerando-se como entrada as horas disponíveis do equipamento de içamento. Além disso, a EfE também será descrita em função da quantidade de serviço considerada, qual seja: peso das peças montadas em toneladas, ou quantidade de peças montadas. Portanto, vão-se obter os indicadores: $EfE_{s;of;peso}$, $EfE_{s;of;peça}$, $EfE_{cum;peso}$ e $EfE_{cum;peça}$.

Além dessas RUP's, também será feito o cálculo de $RUP_{potencial}$ de cada indicador, que de acordo com Paliari e Souza [26], corresponde à mediana dos valores de RUP Diária abaixo da RUP Cumulativa. O Quadro 2 mostra as definições apresentadas sobre o que é considerado na coleta de entradas e saídas para a composição dos indicadores de produtividade.

Quadro 2 – Definição do que considerar nas entradas e saídas do serviço.

Indicador	Entrada		O que considera?	Indicadores semanais	Indicadores cumulativos	Indicadores potenciais
RUP	Mão de Obra	Homem	Número de montadores	$RUP_{s,of,\ peso}$ $RUP_{s,of,\ peça}$	$RUP_{acum,of,\ peso}$ $RUP_{acum,of,\ peça}$	$RUP_{pot,of,\ peso}$ $RUP_{pot,of,\ peça}$
		Hora	Horas disponíveis			
	Quantidade de Serviço	kg	Peso da peças montadas			
		Peça	Quantidade de peças (vigas ou pilares) montadas			
EfE	Equipamento	Equipamento	Número de Gruas/ Guindastes	$EfE_{s,of,\ peso}$ $EfE_{s,of,\ peça}$	$EfE_{acum,of,\ peso}$ $EfE_{acum,of,\ peça}$	$EfE_{pot,of,\ peso}$ $EfE_{pot,of,\ peça}$
		Hora	Horas disponíveis			
	Quantidade de Serviço	kg	Peso da peças montadas			
		Peça	Quantidade de peças (vigas ou pilares) montadas			

2.1.8 Roteiro utilizado

O Quadro 3 apresenta o modelo de planilha utilizado para coletar as entradas e saídas na montagem de estruturas de aço.

Quadro 3 – Modelo de planilha utilizado para coletar as entradas e saídas na montagem de estruturas de aço.

	PLANILHA DE CONTROLE DE ENTRADA E SAÍDAS											
	Mão de obra				Equipamentos			Quantidade de Serviço				
	Montador	Soldador	MO Total	MO ADM	EQUIP 1	EQUIP 2	EQUIP 3	Peso	Pilar	Vigas	Outros	Peças Total
Semana	Hh	Hh	Hh	Hh	Eq.h	Eq.h	Eq.h	t	unid	unid	unid	unid
1	M1	S1	MOT1 = M1 + S1	AD1	A1	B1	C1	Pe1	P1	V1	O1	PT1= P1 +V1 + O1
2	M2	S2	MOT2 = M2 + S2	AD2	A2	B2	C2	Pe2	P2	V2	O2	PT2= P2 +V2 + O2
3	M3	S3	MOT3 = M3 + S3	AD3	A3	B3	C3	Pe3	P3	V3	O3	PT3= P3 +V3 + O3
4	M4	S4	MOT4 = M4 + S4	AD4	A4	B4	C4	Pe4	P4	V4	O4	PT4= P4 +V4 + O4
5	M5	S5	MOT5 = M5 + S5	AD5	A5	B5	C5	Pe5	P5	V5	O5	PT5= P5 +V5 + O5

Observa-se que os dados de mão de obra são coletados em Hh e separados por função (montador ou soldador), a soma das mãos de obra compõe a mão de obra global de produção. Também são computados as Hh de mão de obra de administração. Os dados de equipamentos são coletados em Eq.h e separados pela quantidade de equipamentos de içamento utilizados na produção da estrutura.
Os dados de quantidade de serviço são computados em peso de peças montadas (toneladas, t) e por quantidade de peças montadas (unidades) e as quantidades por peças separadas em pilar, viga e outros (steel deck, escadas, etc.), cuja soma compõe o total de peças montadas em uma semana. O Quadro 4 apresenta um modelo de planilha de processamento dos dados coletados, de forma a calcular os indicadores de produtividade.

Quadro 4 – Modelo de planilha de processamento de dados coletados

	PLANILHA DE CÁLCULO DE PRODUTIVIDADE					
	RUPof, peso			RUPof, peça		
SEMANA	SEMANAL	ACUM	POT	SEMANAL	ACUM	POT
1	F1 = M1 / Pe1	G1 = F1	MEDIANA [Fi > G5]	H1 = M1/PT1	I1= H1	MEDIANA [Hi > I5]
2	F2 = M2 / Pe2	G2 = G1 + F2		H2 = M2/PT2	I2= I1 + H2	
3	F3 = M3 / Pe3	G3 =G2 + F3		H3 = M3/PT3	I3= I2 + H3	
4	F4 = M4 / Pe4	G4 = G3 + F4		H4 = M4/PT4	I4= I3 + H4	
5	F5 = M5 / Pe5	G5 = G4 + F5		H5 = M5/PT5	I5= I5 + H5	

	PLANILHA DE CÁLCULO DE PRODUTIVIDADE					
	EfEs,of, peso			EfEs,of, peça		
SEMANA	SEMANAL	ACUM	POT	SEMANAL	ACUM	POT
1	J1 = (A1 + B1 + C1 / Pe1)	K1 = J1	MEDIANA [Ji > K5]	L1 = (A1 + B1 + C1 / PT1)	N1 = L1	MEDIANA [Li > N5]
2	J2 = (A2 + B2 + C2 / Pe2)	K2= K1 + J2		L2 = (A2 + B2 + C2 / PT2)	N2= N1 + L2	
3	J3 = (A3 + B3 + C3 / Pe3)	K3= K2 + J3		L3 = (A3 + B3 + C3 / PT3)	N3= N2 + L3	
4	J4 = (A4 + B4 + C4 / Pe4)	K4= K3 + J4		L4 = (A4 + B4 + C4 / PT4)	N4= N3 + L4	
5	J5 = (A5 + B5 + C5 / Pe5)	K5= K4 + J5		L5 = (A5 + B5 + C5 / PT5)	N5= N4 + L5	

Pode-se observar que os dados coletados são utilizados para o cálculo de cada um dos indicadores principais considerados no estudo - $RUP_{of;peça}$ (Hh/peça), $RUP_{of;peso}$ (Hh/t), $EfE_{peça}$ (Eq.h/peça) e EfE_{peso} (Eq.h/t) – expressos na forma semanal, cumulativa e potencial.
O Quadro 5 apresenta o modelo de planilha utilizado para computar três fatores influenciadores da produtividade com variação semanal.

Quadro 5 – Modelo de planilha de fatores influenciadores de produtividade.

FATORES COM VARIAÇÕES SEMANAIS			
Semana	ton/pç	%Pilar	Disp. Eqip
1	Pe_1/PT_1	P/P+V	V_1
2	Pe_2/PT_2	P/P+V	V_2
3	Pe_3/PT_3	P/P+V	V_3
4	Pe_4/PT_4	P/P+V	V_4
5	Pe_5/PT_5	P/P+V	V_5

A ton/pç pode ser entendida como a soma dos pesos de pilares e vigas dividido pelo número de pilares e vigas. Já a %Pilar pode ser entendida como quantidade de pilares dividido pelo número de pilares e vigas no pavimento e por fim a disponibilidade dos equipamentos é dada pelo tempo que o equipamento de içamento fica totalmente disponível para a montagem.
O Quadro 6 apresenta o modelo de planilha utilizado para cálculo do indicador por área de produtividade da mão de obra.

Quadro 6 – Modelo de planilha utilizado para cálculo do indicador por área de produtividade da mão de obra

INDICADOR DE PRODUTIVIDADE POR ÁREA	
MO, área	(RUPcum,of,peso x ton/m2;)

Ao final dessas etapas, obtêm-se um conjunto de informações que caracterizam a produtividade na montagem da estrutura de aço do edifício considerado neste estudo, incluindo:

- Gráficos que ilustram o conjunto total de valores assumidos pelos indicadores de produtividade semanais, cumulativos e potencial obtidos para obra ao longo de todo período de estudo, para cada um dos quatro indicadores principais: $RUP_{of,peça}$ (Hh/peça), $RUP_{of,peso}$ (Hh/t), $Ef_{Epeça}$ (Eq.h/peça) e EfE_{peso} (Eq.h/t).
- Um quadro resumo com todas as informações levantadas na etapa de coleta e processamento de dados: RUP's e fatores influenciadores.
- Comparação dos índices de produtividade do estudo de caso com índices de produtividade no âmbito nacional e internacional.

2.2 Índices de produtividade nacionais e internacionais

2.2.1 Índices de produtividade em aço

Mrozowski at al. (1999, apud Mingione [25]), em trabalho da American Society of Steel Construction, afirma que a estimativa da produtividade das equipes de montagem de estruturas de aço costuma ser empírica e baseada na experiência do empreiteiro. Em geral uma equipe consegue montar de 10 a 20 toneladas por dia ou por volta de 50 peças. Teoricamente, o autor considera que uma equipe de sete funcionários com oito horas disponíveis de trabalho por dia, pode ter um índice de produtividade de 2,8 a 5,6 Hh/t ou 1,12 Hh/peça.

Cardoso (1989, apud Mingione [25]) apresenta alguns dados de produtividade de origem italiana, apresentados através do indicador Hh/ t, reproduzidos na Tabela 3. O autor afirma que para o Brasil os valores em homem-hora gasto por tonelada montada são cerca de 35% maiores, porém não apresenta um desenvolvimento para a afirmação. Além disso, adota um coeficiente de aproveitamento de equipamento de 50%.

Tabela 3 – Dados de origem italiana para a produtividade na construção de edifícios estruturados em aço. [25].

Tipo de Construção	Produtividade (Hh/t)
Edifícios até 6 pavimentos	10 a 25
Edifícios acima de 6 pavimentos	20 a 30
Edifícios comerciais	10 a 30
Armazéns	15 a 30
Edifícios industriais	15 a 30
Coberturas	5 a 10

Bellei, Pinho e Pinho [7] apresentam alguns dados quantitativos de produtividade, selecionados por peça estrutural e separando a montagem em três tarefas: içamento, parafusamento e soldagem. Mingione [25] processou esses dados tendo como resultado alguns indicadores de produtividade, conforme mostra a Tabela 4.

Tabela 4 – Indicadores de produtividade por tipo de elemento estrutural [7 e 25].

	Geral	Pilar	Viga	Contraventamento
Quantidade total (peças)	636	72	492	72
Peso Total (t)	153,6	49	101,1	3,5
Hh total	2664,2	654	1852	158
Hh/t	17,3	13,3	18,3	45,5
Hh/peça	4,2	9,1	3,8	2,2

Thomas e Zavrski (1999, apud Mingione [25]) apresentam o cálculo de indicadores de produtividade da mão de obra na montagem com banco de dados de onze obras, conforme mostra a Tabela 5.

Tabela 5 – Indicadores de produtividade da mão de obra na montagem de estruturas de aço de edifícios para banco de dados com onze obras –THOMAS e ZAVRSKI (1999). [25].

Obra	RUP_{pot} (Hh/peça)	RUP_{acum} (Hh/peça)
8601	1,114	1,73
8602	1,538	1,82
8701	1,788	3,03
8702	2,002	1,32
8704	1,905	1,77
8801	1,092	1,36
9001	1,546	2,2
9101	1,244	1,5
9102	1,867	3,06
9201	2,23	3,44
9302	1,094	1,45
Médias=	1,49	2,06

Page (1997 apud Mingione [25]) apresenta valores de Hh/t para montagem de estruturas de aço em função do peso total da estrutura e da atividade considerada, conforme mostra a Tabela 6.

Tabela 6 – Produtividade da montagem de estruturas de aço (Hh/t) – PAGE (1997) [25].

Atividade/ Peso total	Até 20t	20 - 100t	100-500t	500 - 1000t	1000-5000t	+5000t
Descarregamento	3,0	2,0	1,7	1,7	1,3	1,2
Içamento, Verticalização, Ligação Temporária	4,5	3,0	3,9	3,4	3,0	2,6
Ligação Permanente - Rebite	6,3	4,0	5,3	5,0	4,4	4,0
Ligação permanente - Soldada	6,0	4,5	4,0	3,5	2,5	2,0
Ligação Pemanente - Parafusada	5,0	4,0	3,5	2,5	1,5	1,0

Sarviel (2014 apud Mingione [25]) apresenta alguns indicadores de produtividade da mão de obra na montagem de estruturas de aço em função da atividade, conforme mostrado na Tabela 7.

Tabela 7 – Produtividade da montagem de estruturas de aço – SARVIEL, 2014. [25].

Atividade	Unidade	RUP
Descarregamento, Içamento, Verticalização, Ligação Temporária	Hh/t	1,5
Colunas	Hh/t	7,0
Vigas	Hh/t	5,0
Geral - Edifícios de Multipavimentos	Hh/t	3,0 a 10

2.2.2 Índices de produtividade em concreto armado

A Câmara Brasileira da Indústria da Construção (CBIC) [27], através do Manual básico de indicadores de produtividade na construção civil, apresenta os valores de RUP's para os serviços de montagem e desmontagem de fôrmas, montagem, corta e dobra de armaduras e concretagem de peças moldadas in loco de concreto armado (pilar, viga e laje, Tabela 8).

Tabela 8 – Indicadores de demanda por mão de obra para estruturas de concreto armado moldado in loco. [27].

Região	Mão de obra por m² construído			
	Concretagem	Fôrma	Armação	Total
	Hh	Hh	Hh	Hh

Pré-Tipo	0,3	2,5	2,8	5,6
Tipo	0,3	1,8	2,5	4,5
Pós- Tipo	0,7	7,1	17,2	25
Periferia	0,2	2,1	1,9	4,2
Obra	0,3	2,2	2,9	5,4

Em relação a produtividade em concreto pré-moldado é apresentado um estudo realizado por uma empresa de produção e execução de estruturas em concreto pré-moldado instalada na cidade de Bayeux - PB. Neste estudo é apresentado um conjunto de cinco obras em que são computadas as seguintes entradas: m² executado, equipe e duração das atividades para execução da montagem da estrutura. As RUP's em relação a montagem, são apresentadas na Tabela 9.

Tabela 9 – Produtividade na montagem de estruturas de concreto pré-moldado [28].

OBRA	Mão de obra por m² construído				
	Mão-de-obra			Quantidade de Serviço	
	Quantas pessoas envolvidas?	Quantos dias para execução do serviço?	Hh	m² de obra	$MO_{,área}$ (Hh/m²)
6	04	26	832	1200	0,69
7	04	19	608	450	1,35
8	04	21	5760	810	0,82
9	04	28	5760	2129	0,42
10	04	29	5760	1650	0,56

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A coleta de dados de produtividade da mão de obra e de eficiência de equipamentos para içamento na montagem de estruturas de aço, é obtida por meio do estudo de caso da montagem de um restaurante denominado MPN. A obra, localizada na cidade de Natal – RN, consiste em um edifício de dois pavimentos com sua estrutura principal em aço, com área de 2241 m². São utilizados dois caminhões munck como equipamentos de içamento. Para a composição dos resultados, são considerados os dados de sete semanas, com um total de 33 dias úteis que compreendem o período de 18/12/2017 à 02/02/18. As fundações são um conjunto de sapatas com melhoramento do solo e estacas hélice contínua justapostas para o muro de arrimo (subsolo). A estrutura é formada por lajes mistas tipo steel deck, pilares em aço e vigas mistas em aço e concreto armado, conforme Figura 8.

Figura 8 – Estrutura do restaurante MPN.

O peso total da estrutura em aço é de aprox. 150t e quando excluído ligações e detalhes o peso da estrutura totaliza aprox. 135t. Os vãos principais são de 8.5 e 9m.

3.1 Resultados coletados

O Quadro 7 apresenta o tempo médio do ciclo de montagem, isto é, a montagem de pilares, vigas e laje dos dois pavimentos.

Quadro 7 – Ciclo de montagem para a obra MPN

CICLO DE MONTAGEM	
Atividade	Tempo em dias
Montagem dos Pilares	7
Montagem das vigas	19
Torqueamento	1
Montagem das lajes	13

Foi acompanhado o trabalho de uma equipe de mão de obra em que a quantidade varia de acordo com as semanas, porém constituída no total por sete montadores, dois ajudantes e um soldador. O Quadro 8, apresenta a variação da equipe de acordo com as semanas coletadas.

Quadro 8 – Levantamento de mão-de-obra com variação semanal.

Mão de obra									
	Montador	Ajudante	Soldador	Horas disponíveis	Dias úteis	MO, of	MO, aj	MO, s	MO, Total
Semana	Qtde	Qtde	Qtde	h	d	Hh	Hh	Hh	Hh
18/12 à 22/12/17	4,0	1,0	-	8,00	5	160,0	40,0	-	200,0
26/12 à 29/12/17	7,0	2,0	1,0	8,00	4	224,0	64,0	32	320,0
02/01 à 05/01/18	7,0	2,0	1,0	8,00	4	224,0	64,0	32	320,0
08/01 à 12/01/18	7,0	2,0	1,0	8,00	5	280,0	80,0	40	400,0
15/01 à 19/01/18	7,0	2,0	1,0	8,00	5	280,0	80,0	40	400,0
22/01 à 26/01/18	5,0	2,0	1,0	8,00	5	200,0	80,0	40	320,0
29/01 à 02/02/18	5,0	2,0	1,0	8,00	5	200,0	80,0	40	320,0

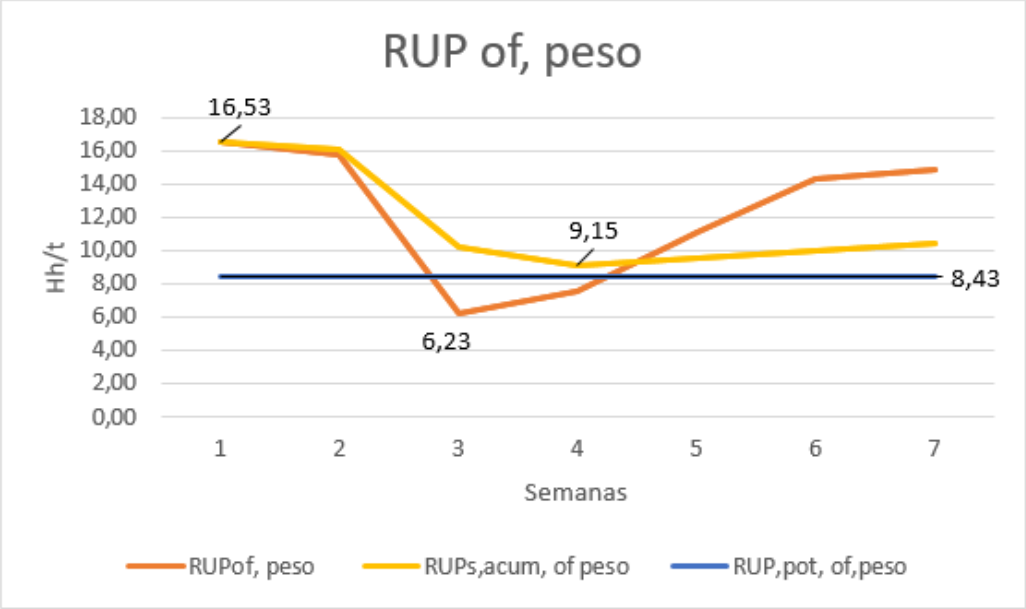
Já o Quadro 9 apresenta a variação da disponibilidade de equipamentos para içamento de acordo com as semanas coletadas.

Quadro 9 – Levantamento de equipamentos de içamento com variação semanal.

Equipamento					
	Equipamento 1	Equipamento 2	Horas disponíveis	Dias úteis	Hequip. Total
Semana	Qtde	Qtde	h	d	Hh
18/12 à 22/12/17	1,00	1,00	8,00	5	80,0
26/12 à 29/12/17	1,00	1,00	8,00	4	64,0
02/01 à 05/01/18	1,00	1,00	8,00	4	64,0
08/01 à 12/01/18	1,00	1,00	8,00	5	80,0
15/01 à 19/01/18	1,00	-	8,00	5	40,0
22/01 à 26/01/18	1,00	-	8,00	5	40,0
29/01 à 02/02/18	1,00	-	8,00	5	40,0

Os Gráficos 2, 3, 4 e 5 apresentam, respectivamente, os indicadores de produtividade de produção para $RUP_{of;peso}$(Hh/t), $RUP_{of;peça}$ (Hh/peça), EfE_{peso} (Eq.h/t) e $EfE_{peça}$(Eq.h/peça), com atualização semanal, cumulativa e potencial.

Gráfico 2 – Gráfico de $RUP_{of,peso}$(Hh/t) x semanas de produção – MPN.



Pode-se analisar no Gráfico 2 que houve uma variação considerável entre a $RUP_{of;peso}$ e a $RUP_{acum;of;peso}$, essa variação foi dada pelos diferentes tipos de ligações e peças executadas na montagem da estrutura da obra.

Gráfico 3 – Gráfico de $RUP_{of,peça}$ (Hh/peça) x semanas de produção – MPN.

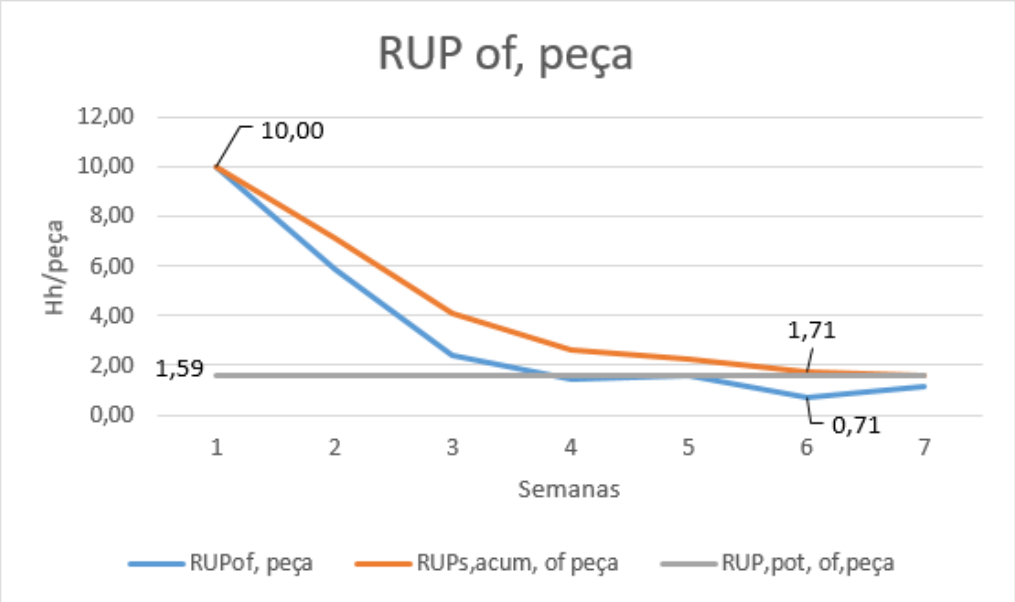


Gráfico 4 – Gráfico de EfEof,pesa (Hequip./peso) x semanas de produção - MPN.

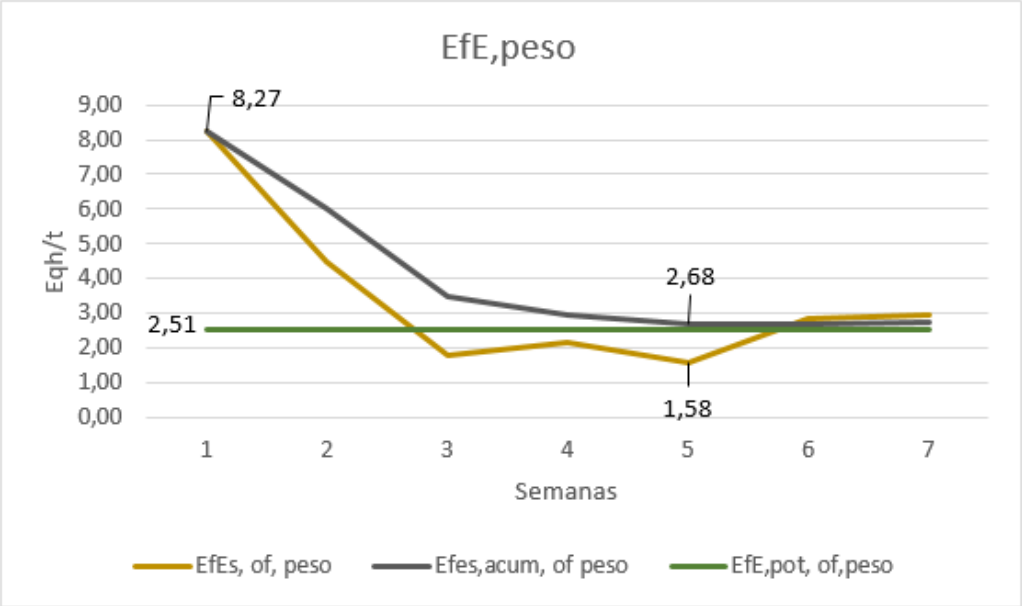
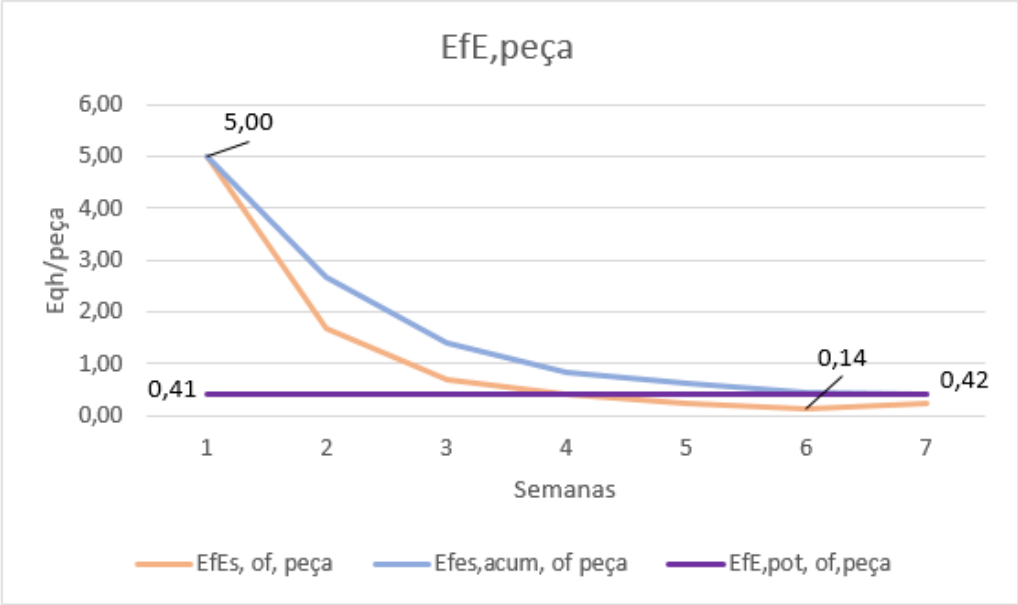


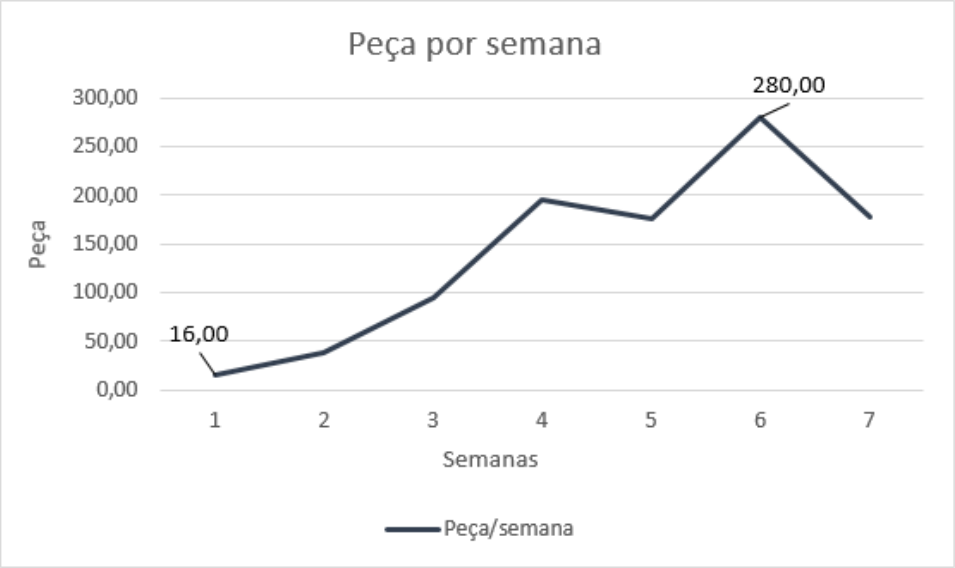
Gráfico 5 – Gráfico de $EfE_{of,peça}$ (Hequip./peça) x semanas de produção – MPN.



Pode-se analisar nos Gráficos 3, 4 e 5 que houve pequena variação entre a $RUP_{of;peso}$ e a $RUP_{acum;of;peso}$, bem como nas EfE's. Este resultado deve-se à disponibilidade total dos equipamentos na montagem da estrutura da obra.

O Gráfico 6 mostra o ritmo de produção de peça por semana içadas pelos equipamentos ao longo das semanas do estudo.

Gráfico 6 – Ritmo de produção (peças/semana) x semana de produção – MPN.



O Quadro 10 apresenta um resumo de todas as informações levantadas: RUPs, indicadores por área de produtividade e indicadores de ritmo de produção e Consumo Unitário de Material.

Quadro 10 – Quadro resumo - Obra MPN.

OBRA MPN			
Produtividade de mão de obra		Produtividade de requipamento	
Indicador	Valor	Indicador	Valor
RUP Acumulada		EfE Acumulada	
RUP acum, of, peso	10,46 (Hh/t)	EfE acum, of, peso	2,72 (Hequip./t)
RUP acum, of, peça	1,6 (Hh/peça)	EfE acum, of, peça	0,42 (Hequip./peça)
RUP Potencial		RUP Potencial	
RUP pot, of, peso	8,43 (Hh/t)	EfE pot, of, peso	2,51 (Hequip./t)
RUP pot, of, peça	1,59 (Hh/peça)	EfE pot, of, peça	0,41 (Hequip./peça)
Fatores Influenciadores da produtividade		Indicador de produtividade por área	
Indicador	Valor	Indicador	Valor
tn/peça	0,16	MO, área	0,7
%Pilar	40%	Consumo de aço por área	
Disp. Equip.	100%	tn/m²	0,067

Para obter uma medida da influência das anormalidades e dos fatores do trabalho sobre a produtividade da obra em estudo o Quadro 11 apresenta os valores de $\Delta RUPacum;of;peso - RUPp_{ot;of;peso}$, $\Delta RUP_{acum;of;peça} - RUP_{pot;of;peça}$, $\Delta EfE_{acum;peso} - EfE_{pot;peso}$ e $\Delta EfE_{acum;peça} - EfE_{pot;peça}$ de forma a representar a ação de anormalidades e variações durante as semanas na obra.

Quadro 11 – Ação de anormalidades e variações durante as semanas na obra em estudo. - MPN.

	Acumulada	Potencial	Δ	%Potencial
ΔRUP acum, of, peso - RUP pot, of, peso (Hh/t)	10,46	8,43	2,03	24%
ΔRUP acum, of, peça - RUP pot, of, peça (Hh/peça)	1,6	1,59	0,01	1%
ΔEfE acum, peso - EfE pot, peso (Hequip./t)	2,77	2,74	0,03	1%
ΔEfE acum, peça - EfE pot, peça (Hequip./peça)	0,43	0,41	0,02	5%

Pode ser observado no Quadro 11 que o efeito de anormalidades e variações semanais foi responsável por uma variação de 1 a 24% da produtividade potencial, o maior índice encontrado na $RUP_{of;peso}$. Esta variação é provocada pelos tipos de ligações e peças executadas, como por exemplo, as extremidades do balanço da estrutura possuem diversas ligações rígidas (ligações à momento) o que demanda mais tempo de montagem.
O Quadro 12 mostra os três fatores influenciadores da produtividade com variação semanal.

Quadro 12 – Fatores influenciadores da produtividade com variação semanal - MPN.

FATORES COM VARIAÇÕES SEMANAIS			
Semana	ton/pç	%Pilar	Disp. Eqip
1	0,59	40%	100%
2	0,35	40%	100%
3	0,37	40%	100%
4	0,16	40%	100%
5	0,11	40%	100%
6	0,05	40%	100%
7	0,07	40%	100%
Mediana	0,16	40%	100%

3.2 Análise comparativa

3.2.1 Análise comparativa com estruturas de aço

O Quadro 13 apresenta as faixas de variação dos indicadores encontrados para cada autor citado no Capítulo 2. Na última coluna, é avaliado se a faixa encontrada na bibliografia ficou dentro dos valores mensurados neste estudo de caso.

Quadro 13 – Fatores influenciadores da produtividade com variação semanal - MPN.

Autor	Atividade	Indicador		Valor encontrado no estudo de caso	O estudo de caso apresenta bom desempenho em relação a faixa obtida?
		Unidade	Valor		
Bellei et al (2008)	Montagem de estrutura de aço para edifícios - geral	Hh/t	17,3	10,49	SIM
	Montagem de estrutura de aço para edifícios - pilares	Hh/t	13,3	13,36	SIM
	Montagem de estrutura de aço para edifícios - vigas	Hh/t	18,3	9,9	SIM
	Montagem de estrutura de aço para edifícios - geral	Hh/peça	4,2	1,6	SIM
	Montagem de estrutura de aço para edifícios - pilares	Hh/peça	9,1	7,57	SIM
	Montagem de estrutura de aço para edifícios - vigas	Hh/peça	3,8	1,88	SIM
CARDOSO (1989)	Montagem da estrutura de edifícios - Exterior	Hh/t	Entre 10 a 30	10,49	SIM
	Montagem da estrutura de edifícios - Brasil	Hh/t	Entre 13,5 a 40,5	10,49	SIM
THOMAS e ZAVRSKI (1999)	Montagem de estrutura de aço para edifícios - geral	Hh/peça, pot	Entre 1,02 a 1,91	1,59	SIM
	Montagem de estrutura de aço para edifícios - geral	Hh/peça, acum	Entre 1,32 a 3,44	1,6	SIM
MROZOWSKI et al. (1999)	Montagem de estrutura de aço para edifícios - geral	t/dia	Entre 10 a 20	Não avaliado	Não avaliado
	Montagem de estrutura de aço para edifícios - geral	peças/dia	50	29,6	NÃO
PAGE (1997)	Montagem de estrutura de aço para edifícios com ligação	Hh/t	Entre 4,8 a 12,5	10,49	SIM
SARVIEL (2014)	Montagem de estrutura de aço para edifícios - Pilares	Hh/t	8,5	13,5	NÃO
	Montagem de estrutura de aço para edifícios - vigas	Hh/t	6,5	9,9	NÃO
	Montagem de estrutura de aço para edifícios - Geral	Hh/t	Entre 4,5 a 11,5	10,49	SIM

3.2.2 Análise comparativa com estruturas de concreto armado pré-moldado

Ao comparar os dados da Tabela 9 à produtividade por área do estudo de caso pode-se chegar as seguintes observações:

1. A produtividade da mão de obra por área de aço deste estudo e a produtividade da obra 6 apresentam velocidades de produção semelhantes;
2. A obra 7 por possuir área muito inferior a do estudo de caso é desconsiderada;
3. A produtividade da mão de obra por área do aço deste estudo apresenta velocidade de produção próxima, mas em torno de 15% maior que a obra 8.
4. A produtividade da mão de obra por área do aço deste estudo apresenta valor de produção menor que as obras 09 e 10, porém os valores de produção de ambas tecnologias construtivas são próximos.

A Tabela 10 apresenta a análise da produtividade de mão-de-obra por área média obtida pelos valores de produtividade em concreto pré-moldado, excluindo a obra 07, citados no Capítulo 2 com a produtividade de mão-de-obra do estudo de caso encontrada no Quadro 10.

Tabela 10 – Comparativo entre indicadores por área de produtividade da mão de obra (Hh/m2): aço e concreto armado pré-moldado.

INDICADOR DE PRODUTIVIDADE DE MO POR ÁREA (Hh/m²) Estrutura de aço - Estudo de caso	INDICADOR DE PRODUTIVIDADE DE MO POR ÁREA (Hh/m²) Estrutura de concreto pré-moldado
0,70	0,62

Ao comparar a produtividade das estruturas de aço com estruturas em concreto pré-moldado, obtêm uma produtividade em aço próxima a produtividade em concreto pré-moldado e típicas de processos industrializados. Vale ressaltar que o prazo de pré-fabricação de estruturas pré-

moldadas é normalmente maior que o de estruturas metálicas por conta dos tempos requeridos de cura do concreto.

3.2.3 Análise comparativa com estruturas de concreto armado moldado in loco

A Tabela 11 apresenta a análise comparativa da produtividade de mão-de-obra por área para a região de pavimento tipo em concreto moldado in loco citada no Capítulo 2 com a produtividade de mão-de-obra global medida neste estudo. Esta produtividade inclui o serviço de armação do steel deck, concretagem e toda a mão de obra envolvida para as execuções dos serviços do estudo de caso.

Tabela 11 – Comparativo entre indicadores por área de produtividade da mão de obra (Hh/m2): aço e concreto moldado in loco.

INDICADOR DE PRODUTIVIDADE DE MO POR ÁREA (Hh/m²) Estrutura de aço - Estudo de caso	INDICADOR DE PRODUTIVIDADE DE MO POR ÁREA (Hh/m²) Estrutura de concreto moldado no local
1,71	4,50

Como esperado, a produtividade é cerca de 62% melhor para a estrutura de aço quando comparada o indicador Hh/m² em relação a estrutura convencional em concreto armado.

4 CONCLUSÕES

Este estudo mostra que a produtividade da montagem de estruturas em aço pode ser alta comparada com estruturas em concreto armado moldado in loco e similar a estruturas em concreto pré-moldado. Infere-se que a produtividade total (fabricação+montagem) é maior para estruturas em aço em todos os casos estudados.

Os resultados obtidos pelas medições de desempenho confirmam as diversas vantagens de utilizar estruturas em aço e comprovam a importância de utilizá-las em obras onde os prazos são curtos. Estas vantagens também incluem o melhoramento na relação custo/benefício a partir da antecipação do ganho, comum em restaurantes, shoppings e universidades.

Agradecimentos

Agradecemos a todas as pessoas diretamente ou indiretamente envolvidas neste trabalho, especialmente ao Centro Universitário de João Pessoa, integrante do grupo Cruzeiro do Sul, através da coordenação do curso de Engenharia Civil, além da F5 Construtora, responsável pela execução da obra estudada.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Matos F. Aço é solução durável e sustentável. 2018 [Acesso em: 19 mar. 2018]. Disponível em: http://www.cbcaacobrasil.org.br/site/bibliotecadetalhes.php?cod=101064.
2. dos Santos RE. A armação do concreto no Brasil - História da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia. UFMG; 2008.
3. Oliveira F, Bunder J. O Concreto: sua origem, sua história. Disponível em: https://www.academia.edu/30709030/OCONCRETOSUAORIttEMSUAHIST
4. de Carvalho JDN. Sobre as origens e desenvolvimento de concreto. 2008; p. 95 – 112.
5. Zendron D. Notas de aulas - Aço na construção civil. Disponível em: https://www.ebah.com.br/content/ABAAAA8vQAJ/aco-na-construcao-civil.
6. Bellei IH, Pinho FO, Pinho MO. Edifícios de Múltiplos Andares em Aço. 2nd ed. Pini; 2008.
7. Neves OR, Camisasca MM. Aço Brasil: uma viagem pela indústria do aço. Escritório de Histórias; 2013.
8. Inaba, R.; Coelho, SA. A Evolução da Construção em Aço no Brasil. Revista Arquitetura & Aço. 2015. Julho (42).
9. Valor Econômico. Estrutura metálica é aposta na construção; 2015. [Acesso em: 08 set. 2018.]. Disponível em: https://www.valor.com.br/empresas/4130832/estrutura-metalica-e-aposta-na-construcao.
10. Bellei IH. Edifícios Industriais em Aço - Projeto e Cálculo. 6th ed. São Paulo: PINI Ltda. 2010.
11. GONÇALVES DTR. Planejamento da execução de estruturas em concreto armado para edifícios: estudo de caso em obra com restrições e limitações operacionais. USP; 2009.
12. Nakamura J. Menor peso e velocidade de execução são diferenciais das estruturas de aço; 2018 [Acesso em: 29 nov. 2018]. Disponível em: https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/menor-peso-e-velocidade-de-execucao-sao-diferenciais- das-estruturas-de-aco17518100.
13. CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO --- CBIC, INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICAS --- IBGE. Taxa de variação - setores e construção civil. 2017 [Acesso em: 05 set. 2018]. Disponível em: http://www.cbicdados.com.br/media/anexos/tabel a02.D.098.xlsx.
14. CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO --- CBIC. CUB Médio Brasil - Custo Unitário Básico de Construção por m. 2010– 2017. 2017 [Acesso em: 05 set. 2018].
15. SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL --- SINAPI, INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICAS - IBGE. Custo Médio do m na Construção Civil - Brasil e regiões geográficas. 2010– 2017.; 2017 [Acesso em: 05 set. 2018].
16. Ferreira AV, Zancul E. Estudo sobre produtividade na construção civil: desafios e tendências no Brasil. Ernst & Young. 2014.
17. SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO PESADA - SINICON, LCA CONSULTORES. Impactos da construção pesada na economia; 2018 [Acesso em: 08 out. 2018]. Disponível em: https://www.sinicon.org.br/wafiles/impactosdaconstrucaopesadanaeconomia1.pdf.
18. Lopes JAE. Produtividade da mão-de-obra em projetos de estruturas metálicas. Universidade de São Paulo; 2001.

19. Maeda FM, de Souza UEL. Produtividade da mão-de-obra e materiais na execução de revestimento em pasta de gesso aplicado sobre paredes internas de edificações. São Paulo. [Acesso em: 05 set. 2018]. Disponível em: http://www.infohab.org.br/entac2014/2000/Artigos/ENTAC2000248.pdf.
20. ARAÚJO LOC. Método para a previsão e controle da produtividade da mão-de-obra na execução de fôrmas, armação, concretagem e alvenaria [Engenharia Civil]; 2000.
21. Slack N, Chambers S, Johnson R. Administração da produção. Segunda ed. São Paulo: Atlas, 2002.
22. Vargas CLS, et al. Custos médios dos serviços em edificações baseados em série histórica de orçamentos reais. In: 5 Encontro de Engenharia e Tecnologia dos Campos Gerais. 2010
23. Freire C. Análise Comparativa: Custos Estrutura Metálica X Estrutura de Concreto; 2009. [Acesso em: 05 set. 2018]. Disponível em: http://www.metalica.com.br/pgdinamica/bin/pgdinamica.php?idpag = 1464.
24. de Souza UEL. Como aumentar a eficiência da mão de obra: manual de gestão da produtividade na construção civil. 1st ed. São Paulo: PINI; 2006.
25. Mingione CM. Produtividade na montagem de estruturas de aço para edifícios. Universidade de São Paulo; 2016.
26. PALIARI JC, de Souza UEL. Método simplificado para prognóstico do consumo unitário de materiais e da produtividade da mão-de-obra: sistemas prediais hidráulicos; 2008 [Acesso em: 05 set. 2018]. Disponível em: http://www.pcc.usp.br/files/text/publications/bt00502.pdf.
27. CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO - CBIC. Manual Básico de Indicadores de Produtividade na Construção Civil. Brasília; 2017 [Acesso em: 05 set. 2018]. Disponível em: https://cbic.org.br/wp-content/uploads/2017/11/ManualBasicodeIndicadoresdeProdutividadenaConstrucaoCivil2017.pdf.
28. ALFA ARTEFATOS DE CONCRETO. Produtividade na montagem de estruturas de concreto pré-moldado; 2018.

Tema: Estruturas de aço e mistas de aço e concreto

PUENTES DE ACERO SOBRE AVDA. GRAL PAZ (Bs. As. Arg.)

Ruffo, Héctor M; Ingeniero Civil, Gerente de Ingeniería, Cinter SRL, Santa Fe, Argentina.
(hector.ruffo@cinter.com.ar)

Lucciano Müller, Manuel; Ingeniero Civil, Calculista de estructuras, Cinter SRL, Santa Fe, Argentina.
(manuel.muller@cinter.com.ar)

Resumo

Uma parte importante do projeto de alargamento da Av. General Paz, na Cidade de Buenos Aires, foram às novas pontes acima da avenida, para unir às ruas de cada lado, com maiores comprimentos em relação aos existentes.

As pontes existentes, de concreto, teriam que ser demolidas e substituídas por novas pontes com maiores comprimentos. definimos a solução de pontes de aço, devido ao menor tempo de montagem de uma única peça, com mais de 42m de comprimento.

Alguns dos aspectos mais relevantes, refere-se a fabricação na oficina e no processo armado e montagem. As soluções adotadas, requerem muitas soldas, de partes com geometrias complexas. Um exemplo disso, foram as seções transversais das vigas, do modelo caixa fechada, com condições de processos de pre-armado das partes, sequência e soldagem, devem ser perfeitamente definidas no desenvolvimento da engenharia de fabricação, para que esteja alinhada com as possibilidades tecnológicas da nossa fábrica, considerando as limitações de transporte e sempre com o intuito de minimizar o trabalho de soldagem final no local.

No presente artigo os desafios da engenharia de fabricação, os controles de qualidade e geometria, tanto na fabricação como na montagem final na avenida General Paz são apresentados.

Palavras-chave: Puente; Estructura; Metálico; Vehicular.

STEEL BRIDGES ON AVDA. GRAL PAZ (Bs. As. Arg.)

Abstract

As complementary works to the expansion project of the Av. General Paz, province of Buenos Aires, it was necessary the construction of new bridges that cross it, with greater spans to the existing ones.

The existing bridges of reinforced concrete had to be demolished and replaced by bridges of greater free span. The highest speed of execution of a steel bridge with respect to one of concrete, and the final spans of more than 42m, decanted the chosen solution.

Some of the most relevant aspects have to do with manufacturing in the workshop and assembly on site, because the proposed solution requires many welded joints and assemblies with complex geometries. Being closed box type cross sections, the conditions of the assembly, sequence and welding processes must be perfectly defined through the development of a manufacturing engineering aligned with the technological possibilities of the shop, the transport limitations and with the objective of minimizing welding work on site.

In the present work the processes of, manufacturing engineering, quality controls (NDT and geometrical), manufacturing and final assembly of the structure on site will be shown.

Keywords: Bridge; Structure; Steel; Vehicular.

1 INTRODUCCION

Se desarrollarán en el presente trabajo, los principales aspectos relacionados con la ejecución de 2 puentes metálicos montados sobre la Avenida General Paz, en la ciudad de Buenos Aires. Estas obras se enmarcan dentro del Plan de Ampliación de dicha avenida que contempla la instalación de 7 puentes, mejorando así la conexión vial entre el Partido de San Martín y los barrios de Villa Pueyrredón y Villa Devoto en la ciudad de Buenos Aires.
Los puentes ejecutados por Cinter fueron el de avenida 25 de mayo y el de Víctor Hugo.

1.1 Condiciones particulares

La selección de puentes metálicos para estas obras fue definida por el comitente en base a la necesidad de ejecutar un montaje rápido de forma de afectar lo mínimo posible el tráfico en la Avenida General Paz. Además, al ensancharse la misma, las luces a cubrir darían como resultado estructuras de hormigón premoldeado muy poco eficientes. En la *figura 1* se observa la tipología de diseño que se adoptó para el proyecto en general.
La definición de la tipología de puente tiene que ver con mantener una visual general similar a los puentes metálicos generados durante el ensanche de la Avenida General Paz entre la Av. Del Libertador y el Acceso Norte realizada en los años 2000-2002.

Figura 1. Esquema de puentes usados para eliminar columnas intermedias de los puentes de hormigón existentes.

En base a lo anterior se plantean para los cruces a reponer debido al incremento de luz, puentes metálicos con vigas reticuladas triangulares con cordones superiores sin vinculación. Al igual que lo utilizado en los puentes ubicados entre Avenida Cabildo y el Acceso Norte, las secciones transversales de los elementos estructurales son tipo cajón cerrado, formado por chapas planas unidas mediante soldadura. La diferencia entre aquellos puentes y los actuales es que estos últimos serían puentes nuevos que reemplazarían puentes existentes de hormigón

armado que hubo que demoler, mientras que los anteriores se utilizaron para reforzar los puentes existentes y permitir la liberación de apoyos intermedios.
Los principales condicionantes para la correcta y exitosa ejecución de estos puentes, además del montaje que es crucial para interferir lo mínimo posible con el tránsito en la Avenida, tienen que ver con garantizar los plazos previstos para la obra y asegurar la calidad de una estructura con mucha carga de soldadura y solicitaciones dinámica con fatiga. Para esto último, el planteo para el desarrollo de la ingeniería de taller priorizó la ejecución de la mínima cantidad posible de soldadura en el campo, ejecutando en taller las piezas lo más grande posibles desde el punto de vista de pesos y dimensiones para el transporte.

2 CALIDAD DE MATERIALES

Por circunstancias particulares del mercado del acero en el momento de ejecución de la obra, la calidad de los materiales especificados fue una complicación y hubo que trabajar de forma especial para no generar atrasos en los plazos previstos. El acero especificado era calidad F36 pero requería una certificación de Charpy 28 J a 20ºC y 34 J a 4ºC. En estos casos lo más adecuado es disponer de material que venga certificado de la usina con el requerimiento de Charpy solicitado como un pedido especial. Debido a que el material necesario para la fabricación de esta estructura era en su mayoría importado y las cantidades de cada espesor no eran relevantes para hacer un pedido especial a la acería, hubo que trabajar con material disponible en el país y constatar mediante ensayos que el material cumplía los requisitos de Charpy especificados en el pliego.
Para esto se efectuaron ensayos de las chapas disponibles obteniendo los muestreos en base a lo indicado en la norma ASTM A 673 (Standard Specification for Sampling Procedure for Impact Test of Structural Steel). El ensayo se realizó bajo la norma IRAM IAS U 500-16 “Acero. Método de ensayo a la flexión por impacto sobre probeta simplemente apoyada con entalladura en V”. De esta forma se hizo el muestreo correspondiente para cada espesor de chapa y se registraron los valores de energía resultantes y seleccionando posteriormente el material que cumpliera con lo especificado por el proyecto.
Lo mismo sucedía con otra característica solicitada para el acero que tiene que ver con una certificación del material frente al desgarro laminar. También es común que esto se pida, en caso de disponer de plazo y cantidades adecuadas, de forma especial a la usina para tener asegurado de origen la característica especificada. En este caso particular, el acero que requería esta certificación especial eran chapas de alma que trabajarían traccionadas a través del espesor de las mismas, siendo de 10 y 16mm de espesor. Ante la imposibilidad de utilizar el ensayo según ASTM A770 “Standard Specification for Trough-Thickness Tension Testing of Steel Plates for Special Applications” debido a que el espesor mínimo a ensayar según esta normativa es 25mm, se optó por hacer ensayos de ultrasonido en las chapas según la norma ASTM A578 “Standard Specification for Straight-Beam Ultrasonic Examination of Rolled Steel Plates for Special Applications”. De esta forma se garantiza la no presencia de discontinuidades en la chapa que pueden llevar a un desagarro laminar. Otro aspecto importante para evitar este fenómeno tiene que ver con la planificación de una adecuada secuencia de soldado para evitar que las tensiones que se generan durante estos trabajos y principalmente durante el enfriado de las soldaduras, no generen esfuerzos internos que tracción en las chapas a través con la correspondiente posibilidad de presentarse este tipo de falla.

3 INGENIERÍA DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

La ingeniería de detalle de la obra fue suministrada por el cliente. La oficina técnica de Cinter inició la tarea de adaptar esa información al proceso productivo de fabricación y a las técnicas de montaje que se iban a implementar en la obra. Para ello se analizaron todos los detalles buscando puntos críticos para la fabricación de las piezas, posibles puntos de mejora y detección de conflictos. Entre las tareas que se realizaron en esta etapa se puede enumerar las de mayor relevancia como:

- Análisis previo de detalles para verificar el cumplimiento de requisitos normativos, marcando especial énfasis en los requerimientos de fatiga. Las normas argentinas (CIRSOC 301) indican los radios de acuerdo para las placas a soldar, los tipos de soldadura en detalles específicos, pasos para acceso de soldaduras (weld access hole), encuentros y biselados de chapas, empalmes de chapas de distinto espesor, etc. En varios casos, dada la diferencia de espesores, los acuerdos entre chapas hubo que realizarlos mediante mecanizado. A continuación, en las *figuras 2, 3 y 4* se observan detalles típicos de la ingeniería.

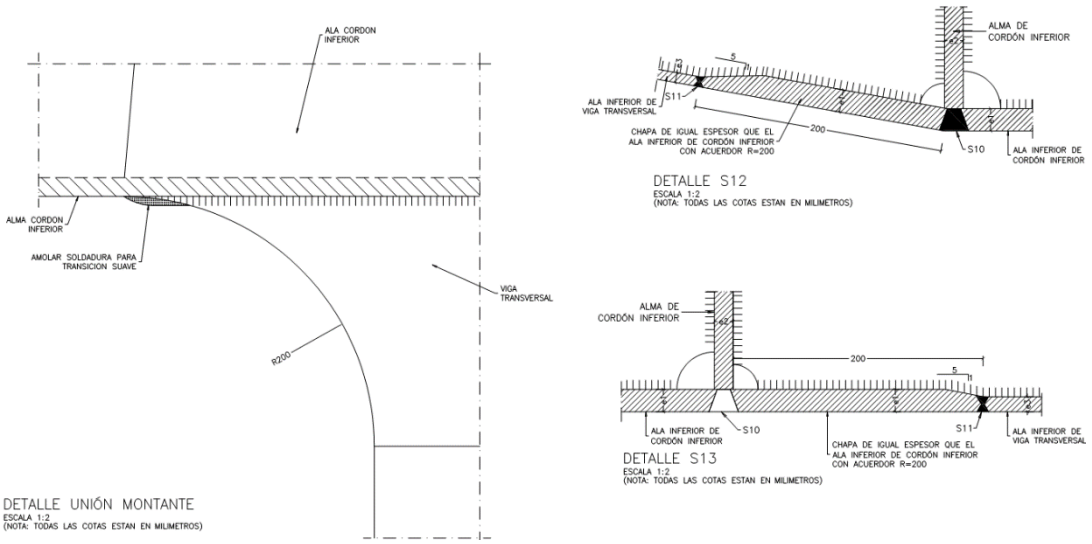


Figura 2. Detalles típicos de fabricación

Figura 3. Detalles de fabricación – Radios de acuerdo – Transición de espesores

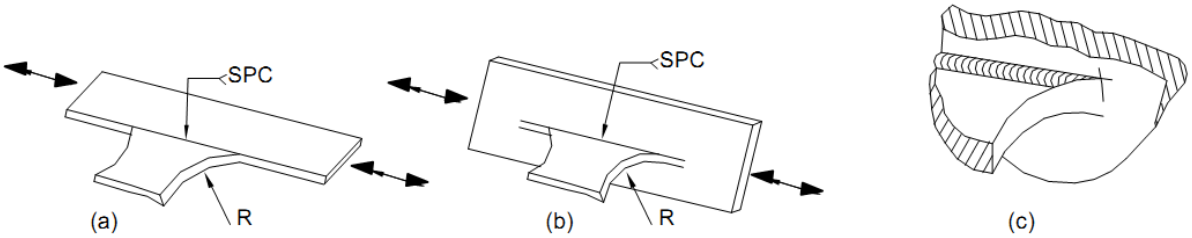


Figura 4. Ilustración de Ejemplos típicos. Parámetros del Diseño para Fatiga

- Análisis de detalles constructivos desde el punto de vista de la fabricación, teniendo en cuenta la posibilidad de maniobras de armado, soldadura y pintura.

- Relacionado al punto anterior se determinó una secuencia de armado de las piezas, con el objeto de que el proceso de soldado no se vea interrumpido por una maniobra que imposibilite alguna soldadura. En la *figura 5* se ilustra un detalle de nudo con sus requerimientos resistentes y en la *figura 6* la correspondiente secuencia de armado estudiada para que posibilite completar los trabajos correctamente. En ciertos casos se determinó la división de algunas placas para poder soldar caras de chapas que luego serían inaccesibles, en otros casos se modificó las características de soldadura solicitada, por ejemplo, para soldar desde una sola cara cuando no se podía acceder a la cara opuesta.

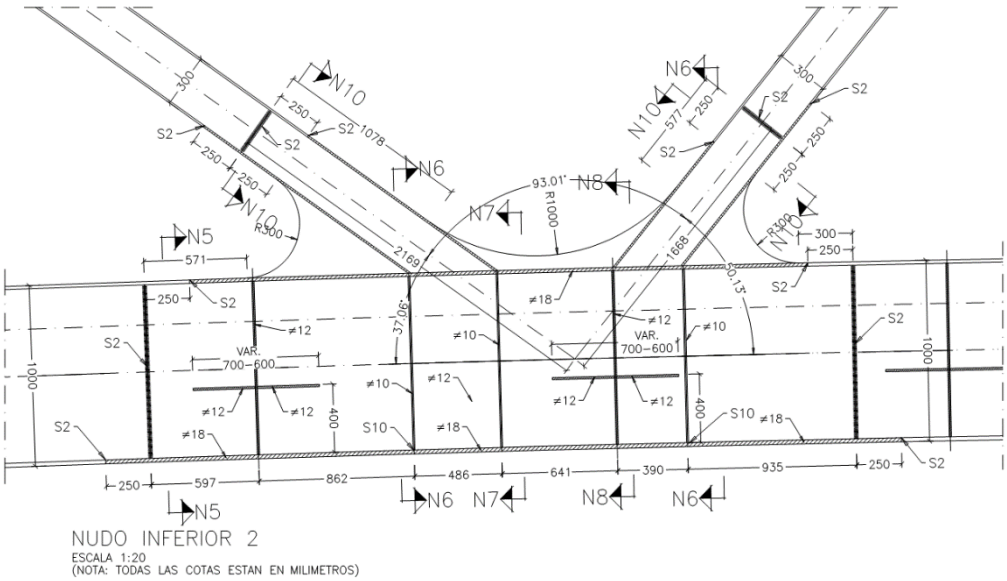


Figura 5. Detalle de un nudo típico del reticulado

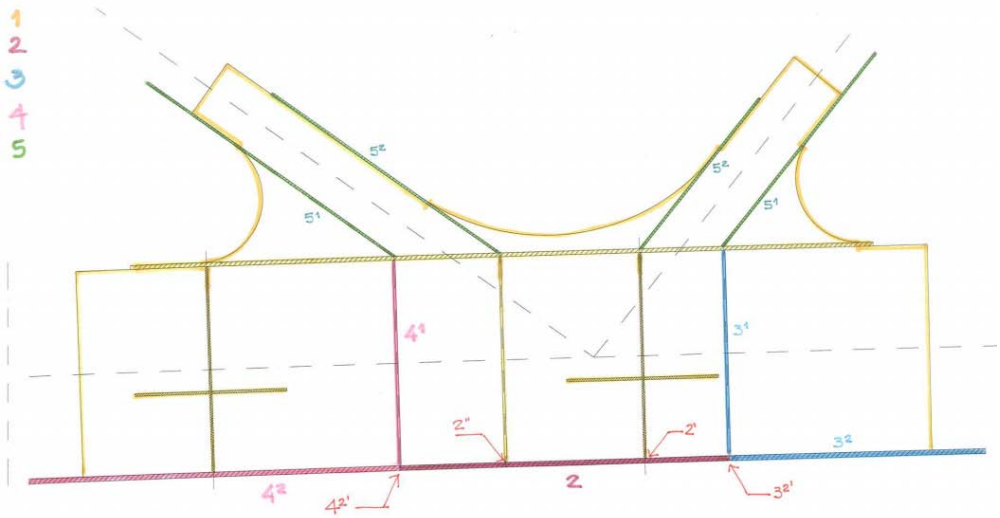


Figura 6. Pre-análisis de secuencia de armado de la pieza

- Determinación del <u>tamaño de las piezas</u> a fabricar. Este punto es de suma importancia y complejidad ya que se debe tener en cuenta criterios de materiales (distintos tamaño de chapas que provee el mercado según espesor y calidad), criterios de fabricación

en cuanto al tamaño límite de las maquinas a emplear, pesos límites para acarreo y manipulación de piezas en fábrica, etc., criterios de transportabilidad de las piezas finales a la obra y también los requerimientos propios de las tareas de montaje (básicamente los espacios de acopio de materiales, los reducidos espacios de maniobrabilidad en el sector de armado, reducidos espacios para ubicación de maquinaria lo que además limitaba el peso a maniobrar, etc.). Todos estos criterios además deben ser conjugados con los conceptos de seguridad, teniendo en cuenta las facilidades de trabajo y revisión de soldaduras en un ambiente controlado de taller versus los trabajos a realizar en el sitio. En resumen, el objetivo fue, dentro de un marco acotado, reducir al mínimo los trabajos de la obra. La *figura 7* muestra la discriminación completa de la estructura para fabricación.

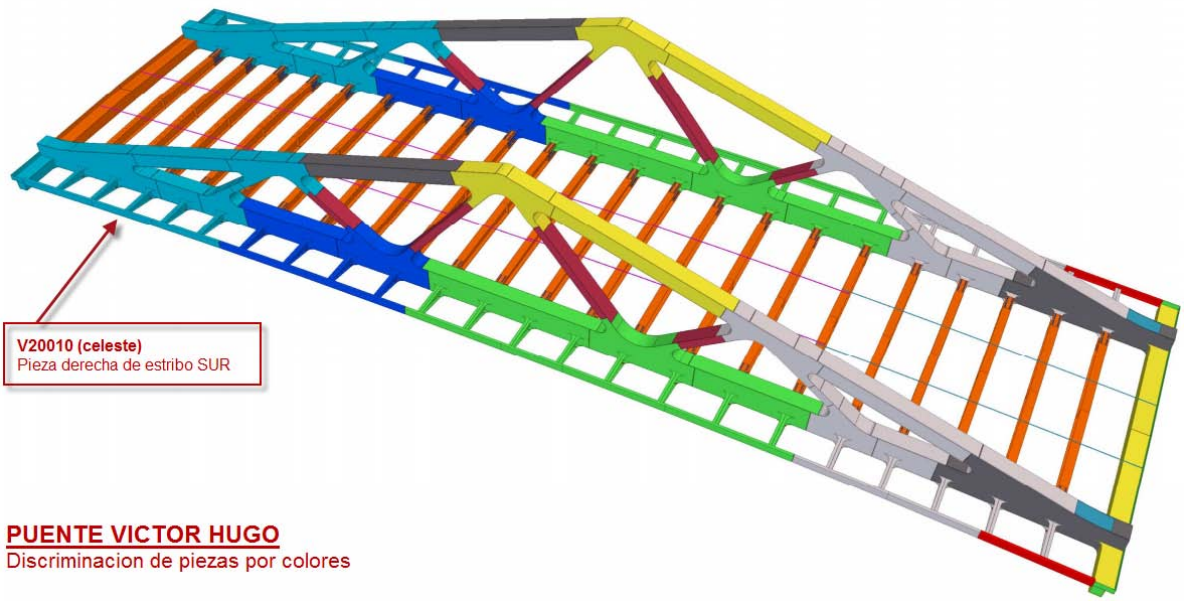


Figura 7. Discriminación de piezas fabricables – transportables – montables

Cada viga reticulada principal se dividió en 10 piezas, 5 complejas y 5 de tubos simples, con el principal objeto de realizar la mayor cantidad de soldaduras posible en fábrica y disminuir los trabajos y movimientos en obra al mínimo, teniendo en cuenta, además de las facultades propias que generan los trabajos de soldadura en un obrador, el reducido espacio con que se contaba en el sitio para estos trabajos.

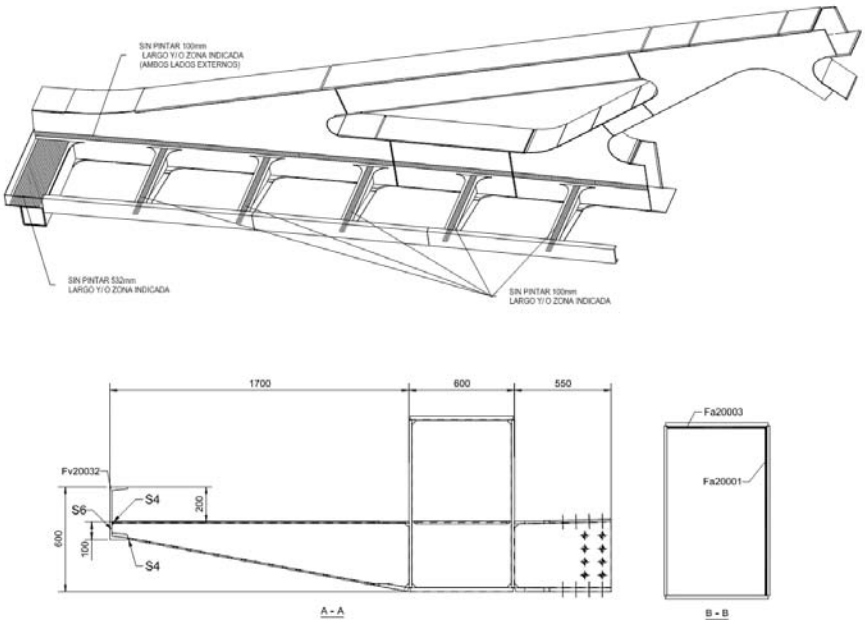


Figura 8. Imagen representativa de la pieza derecha de estribo sur

Las *figuras 8, 9 y 10* representan el conjunto armado de una "puntera", una de las piezas más complejas de la viga. En la cara superior, así como en otras placas de la pieza, puede observarse varias líneas de empalme de chapas, algunas se dieron por cambio de espesor en el proyecto, pero varias de ellas se plantearon en el análisis previo para posibilitar las soldaduras de rigidizadores interiores y en algunos casos del tubo mismo constituyente de la sección.

Figura 9. Proceso de fabricación según secuencia de armado

Figura 10. Proceso de fabricación según secuencia de armado

- Teniendo en cuenta ese mismo objetivo se planteó al cliente la posibilidad de modificar algunos detalles particulares que redujeran los trabajos en el sitio. Por ello se consensuó por ejemplo modificar las uniones de las vigas transversales del tablero de soldadas (tarea que debería realizarse indefectiblemente en obra) por una vinculación abulonada trabajando a deslizamiento crítico (fricción), como puede observarse en las *figuras 11 y 12*. Esto, además de reducir los trabajos de soldadura, simplificó mucho las tareas de armado del tablero, asegurando de forma sencilla la geometría de proyecto.

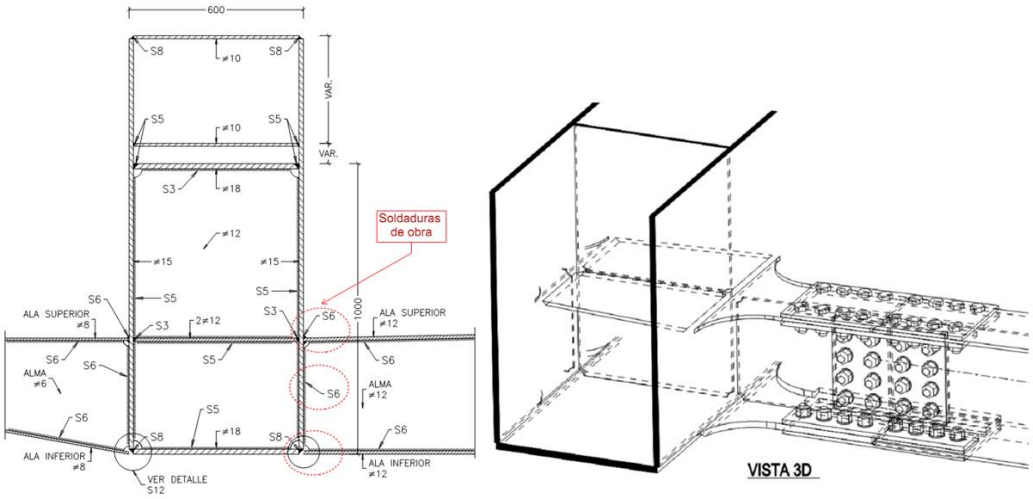


Figura 11. Modificación de detalle de unión de vigas de tablero

Figura 12. Detalle de unión de vigas de tablero

4 CONTROL DE CALIDAD

El control de calidad en obras de este tipo debe ser muy estricto, principalmente en todo lo referente a ejecución de soldaduras y muy particularmente con todas las soldaduras de penetración completa. Al tratarse de una estructura que está diseñada para fatiga, el capítulo N (Quality control and Quality Assurance) de la especificación AISC360, no permite reducción alguna en la realización de controles por ultrasonido o radiografiado para las soldaduras de penetración completa. Esto significa que el 100% de este tipo de soldaduras debían ser examinadas por métodos no destructivos para garantizar su calidad.
Para llevar adelante estas tareas se planteó el 100% de los ensayo de soldadura en taller mediante ultrasonido según los lineamientos de AWS D1.1 y las soldaduras ejecutadas en obra mediante radiografiado siguiendo los lineamientos de ASTM E1032.
Además de los controles relacionados con la soldadura fue muy importante el control geométrico de las piezas durante la fabricación. El mismo se debió realizar durante el armado, con un control posterior durante el soldado para detectar posibles deformaciones generadas por la secuencia de soldadura. La geometría es delicada y requiere un control detallado, sobre todo porque la necesidad de contraflechar la estructura obliga al corte con forma de las chapas para el armado de los cajones. Otro aspecto relevante es el correcto posicionamiento de los rigidizadores internos que hacen de respaldo para piezas que se soldarán a posteriori de tener el cajón cerrado, lo que impide la visión del rigidizador antes dispuesto. En la *figura 13* pueden observarse algunos ejemplos de controles de calidad en taller mientras que en la *figura 14* se

ilustran los controles realizados en obra, especialmente geométricos y de calidad de soldaduras.

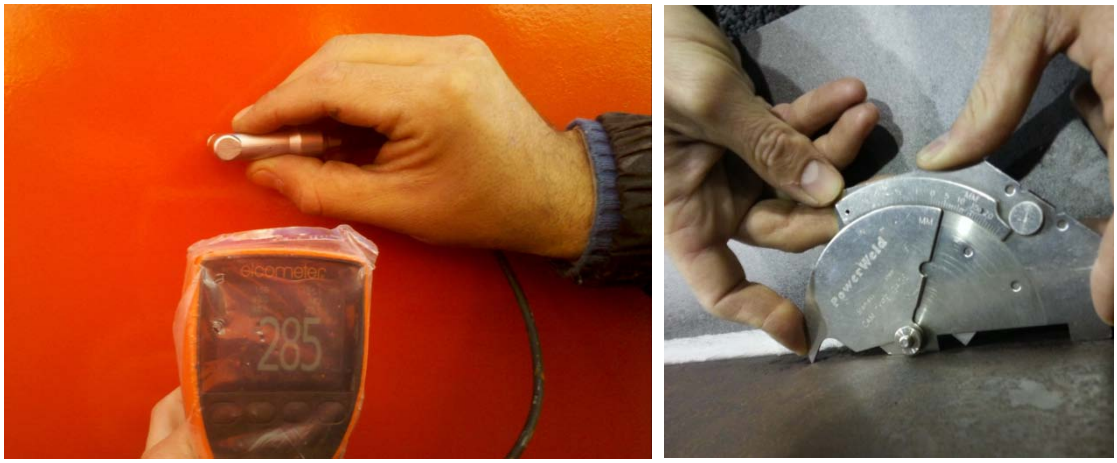


Figura 13. Controles de calidad en taller

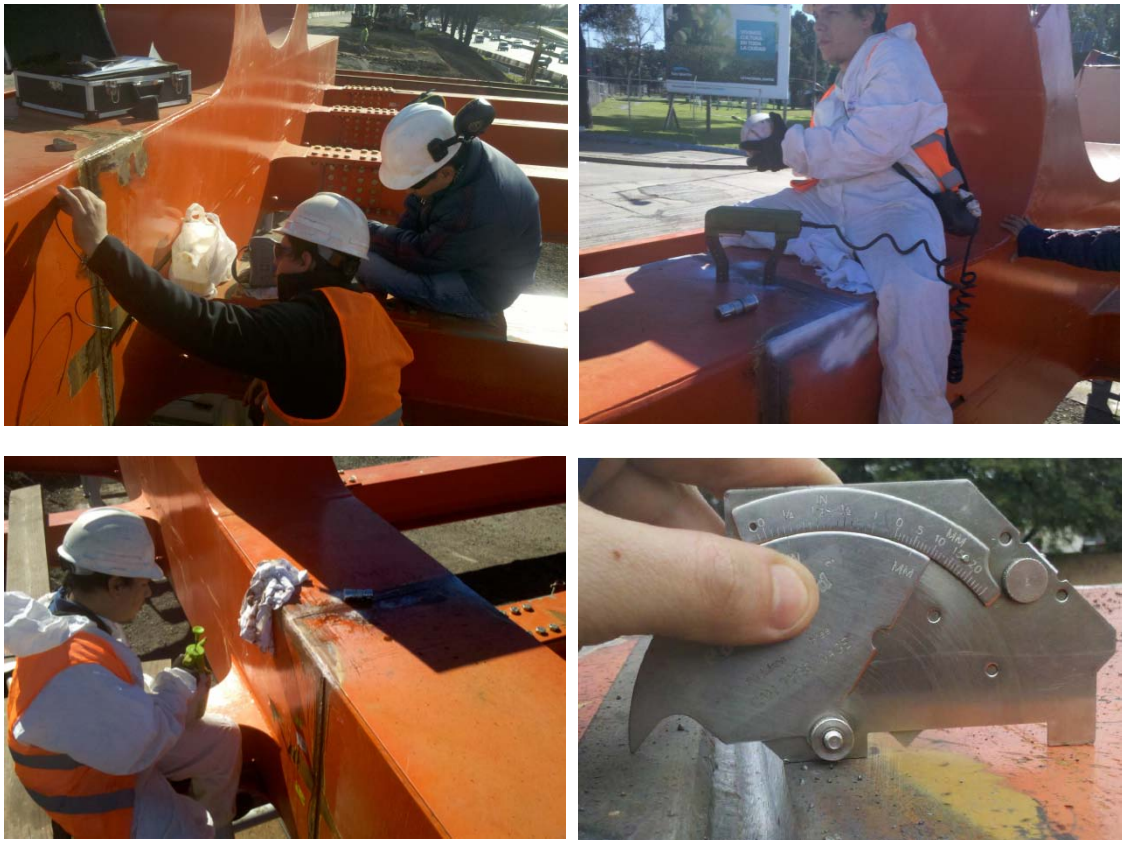


Figura 14. Controles de calidad en obra

5 MONTAJE

A diferencia de gran parte de las obras metálicas estándares, el montaje en esta estructura cobró una importancia vital, tanto desde el punto de vista geométrico como estructural. Las soldaduras a realizar en obra eran de importancia principal por encontrarse en puntos de esfuerzos estructurales grandes, incluso en algunos casos de esfuerzos máximos, hechos que fueron inevitables en la etapa de ingeniería. A su vez, la geometría no solo necesitaba respetar un proyecto arquitectónico, sino que la perfecta coincidencia de secciones era determinante para la correcta trasmisión de las tensiones. En base a estas premisas fundamentales de funcionamiento estructural, se planteó la ingeniería de montaje.
El primer paso fue darle una superficie de apoyo a las piezas con posibilidad de regulación en altura, el cual junto a un sistema predefinido de coordenadas de puntos principales asegurara la geometría de la estructura. Para ello se planteó un equipo de caballetes con un método roscado de regulación, como se observa en la *figura 15* y en las fotografías de la *figura 16*, apuntalado mediante un sistema de coordenadas espaciales en los planos de montaje.

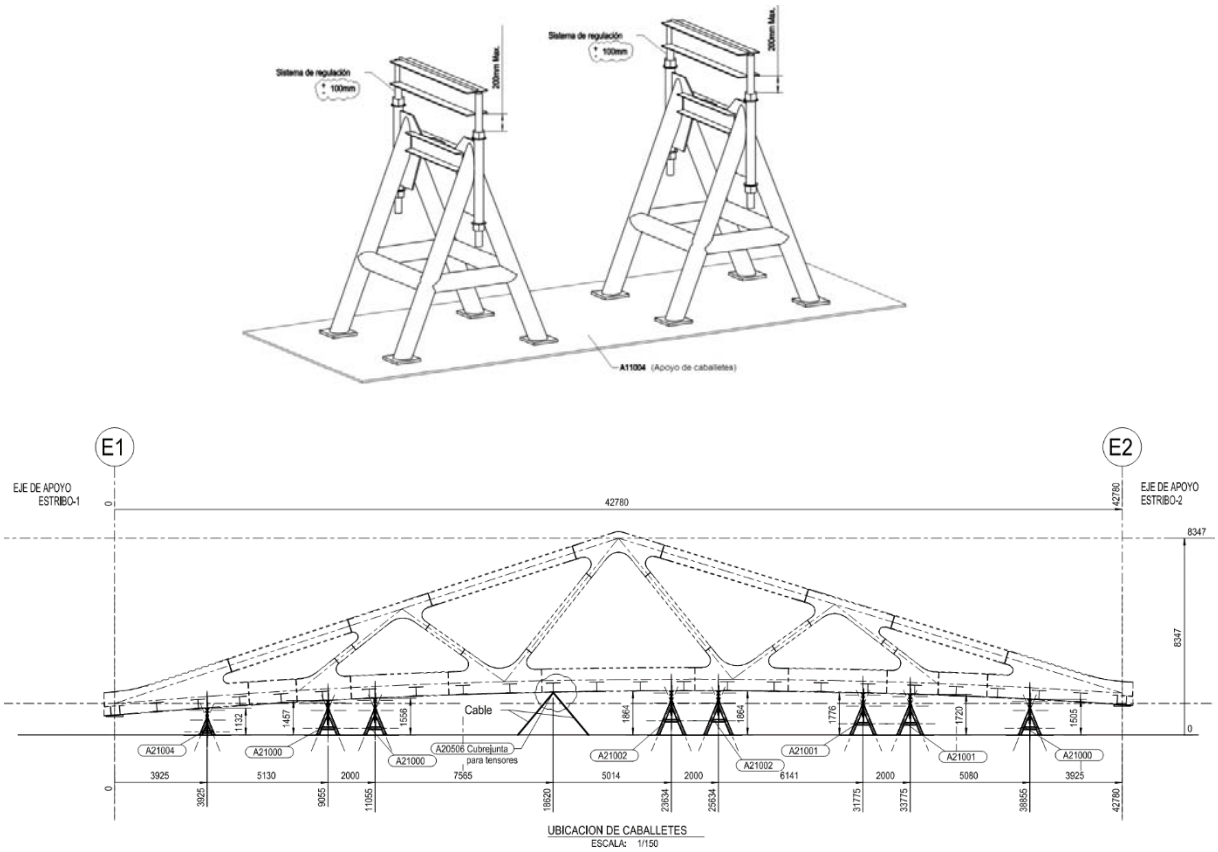


Figura 15. Ubicación de caballetes de armado

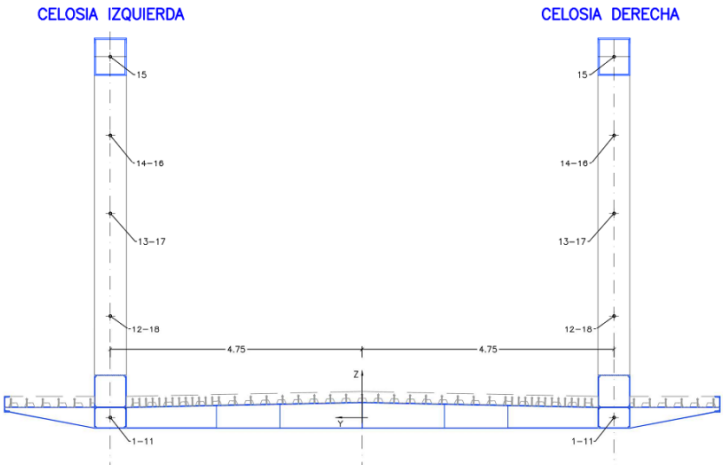
Figura 16. Ubicación de caballetes de armado

La ubicación final del puente quedaría sobre dos vigas transversales extremas con un sistema de carriles que lo desplazarían hacia un lateral por encima de la avenida (líneas de trazo a la izquierda de la *figura 17*) donde dos camiones especiales, *figura 18*, lo llevarían a su ubicación definitiva.

Figura 17. Vigas de apoyo y lanzamiento extremas

Figura 18. Momento en el que se comienza el movimiento del conjunto

Con precisión milimétrica se trabajó en esta etapa para lograr los resultados necesarios. Por otro lado, el armado de la estructura necesitó de la utilización de contraflechas tanto verticales como horizontales en las celosías laterales debido a las deformaciones por propio peso una vez ubicado sobre los apoyos definitivos. Este punto también se manejó mediante las coordenadas tridimensionales de los puntos específicos colocadas en los planos de montaje, un ejemplo puede observarse en el gráfico de la *figura 19*.



SECCIÓN	X [m]	Contraflechas z [mm]	Celosía izquierda	Celosía derecha
1	0.00	0	0	0
2	3.93	23	0	0
3	7.85	40	0	0
4	12.20	49	0	0
5	16.55	51	0	0
6	21.39	53	0	0
7	26.23	51	0	0
8	30.58	49	0	0
9	34.93	40	0	0
10	38.86	23	0	0
11	42.78	0	0	0
12	6.10	31	4	−4
13	12.20	47	8	−8
14	16.80	50	11	−11
15	21.39	50	15	−15
16	25.99	50	11	−11
17	30.58	47	8	−8
18	36.68	31	4	−4

Figura 19. Contraflechas estructurales

En cuanto a la fase estructural, las soldaduras de obra eran de una complejidad considerable, sumadas a los requerimientos de esfuerzos de las piezas involucradas. Por ello se hizo necesario calificar a los operarios soldadores mediante ensayos de probetas en el sitio – *figura 20* –, especialmente para las tareas de soldadura horizontal "bajo cabeza", situación inevitable en obra debido a la imposibilidad de rotar las piezas.

Figura 20. Ensayos de calificación de soldadores

El proceso general de montaje se planteó en tres etapas, comenzando el armado desde el centro de la traza hacia los estribos, tal como se observa en las posiciones ETAPA 1, 2 y 3 de la *figura 21*, armando las vigas verticales su posición y vinculándolas mediante las vigas transversales de tablero, partiendo desde el inicio con las contraflechas indicadas.

Figura 21. Etapas de montaje

Cada etapa de armado requería la soldadura de tramos de cordón cajón en las 4 caras a tope. Estas soldaduras se plantearon en forma desfasada longitudinalmente, esto se observa en las *figuras 23 y 24*, con el objeto de evitar las cuatro soldaduras en la misma sección.

Otro aspecto para destacar es el uso de chapa colaborante para la ejecución rápida y simple de la losa del tablero, una vez que el puente estuviera ubicado en su posición final sobre la Avenida. La chapa utilizada tiene un perfil de 75mm de altura y un espesor de 0.9mm. En el caso de puentes, reglamentariamente este tipo de chapas no pueden usarse como armadura de la losa debido a las acciones dinámicas. Es por eso que la losa igual requiere del armado correspondiente. Al ser las vigas transversales del tablero diseñadas como mixtas se hizo necesaria la colocación de pernos conectores de corte, como se observa en las imágenes de la *figura 22*. Los mismos se instalaron a través de la chapa que fue necesario perforar previamente dado que por su espesor la potencia de las máquinas soldadoras no es suficiente. Durante la colocación de los conectores se fueron realizando los ensayos de doblado correspondientes para asegurar la calidad de la soldadura realizada.

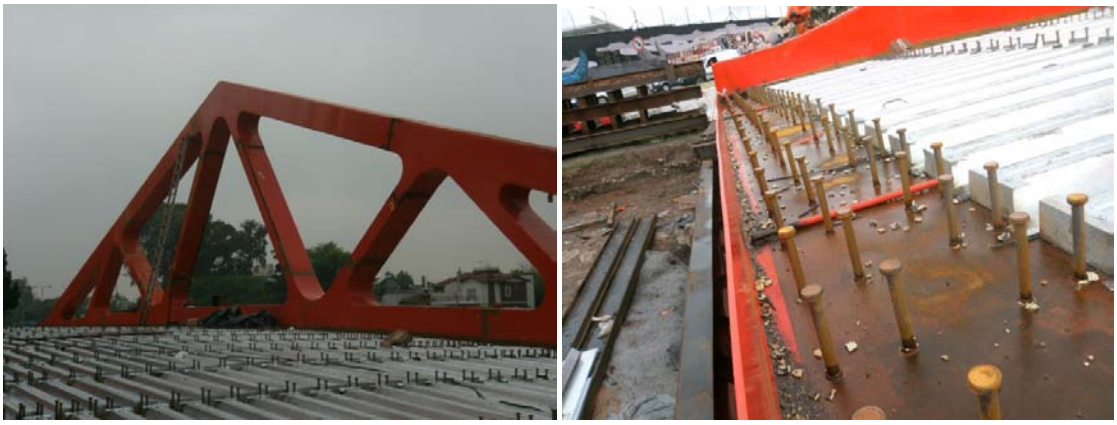


Figura 22. Disposición de conectores de corte para vigas transversales mixtas.

Teniendo en cuenta la gran importancia de estas soldaduras se realizaron numerosos controles y ensayos no destructivos (END), poniendo especial énfasis en las soldaduras de continuidad de cordones y diagonales tubo traccionadas. Se armó para ello un plan de inspección y ensayos detallado y consensuado con el cliente. Las soldaduras de penetración completa sometidas a tracción fueron controladas con un 10% de ensayos radiográficos y el resto de las soldaduras de penetración completa en un 100% mediante ensayos de ultrasonido.

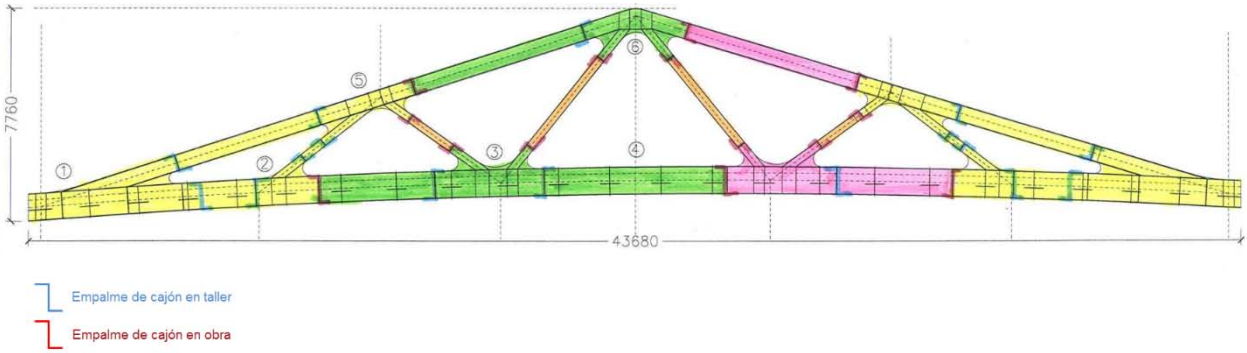


Figura 23. Uniones soldadas de obra

Figura 24. Uniones soldadas de obra

Todos estos controles y ensayos realizados durante el armado en obra (así como los mismos en taller) se registran por completo, con lo cual se arma el libro o Dossier que se entrega al cliente al finalizar la obra. Como último trabajo, antes de realizar el acarreo del puente a su posición definitiva, se realizó la segunda capa de protección superficial. Esta tarea se decidió realizar en obra para darle un acabado uniforme perfecto sin que resalten las zonas de soldadura en el sitio. En la *figura 25* se destacan las tareas para los correspondientes ensayos en obra de adherencia y medición final de espesores secos sobre la capa aplicada.

Figura 25. Ensayos no destructivos sobre pintura

Ya como tarea final, pero previo al hormigonado de las losas de tablero y veredas laterales, se realizaron las maniobras de lanzamiento lateral del puente sobre la avenida, colocación sobre camiones de traslado, maniobra de giro horizontal 90° y transporte a su posición definitiva, donde las placas de los apoyos en estribos requirieron una ubicación al milímetro.

Estas tareas pueden verse resumidas en las fotografías de las *figuras 26, 27 y 28*, donde además puede observarse cómo, debido a la imperiosa necesidad de reducir los tiempos de interrupción de transito al mínimo posible, las operaciones tuvieron una continuidad ininterrumpida, trabajando incluso durante la jornada nocturna.

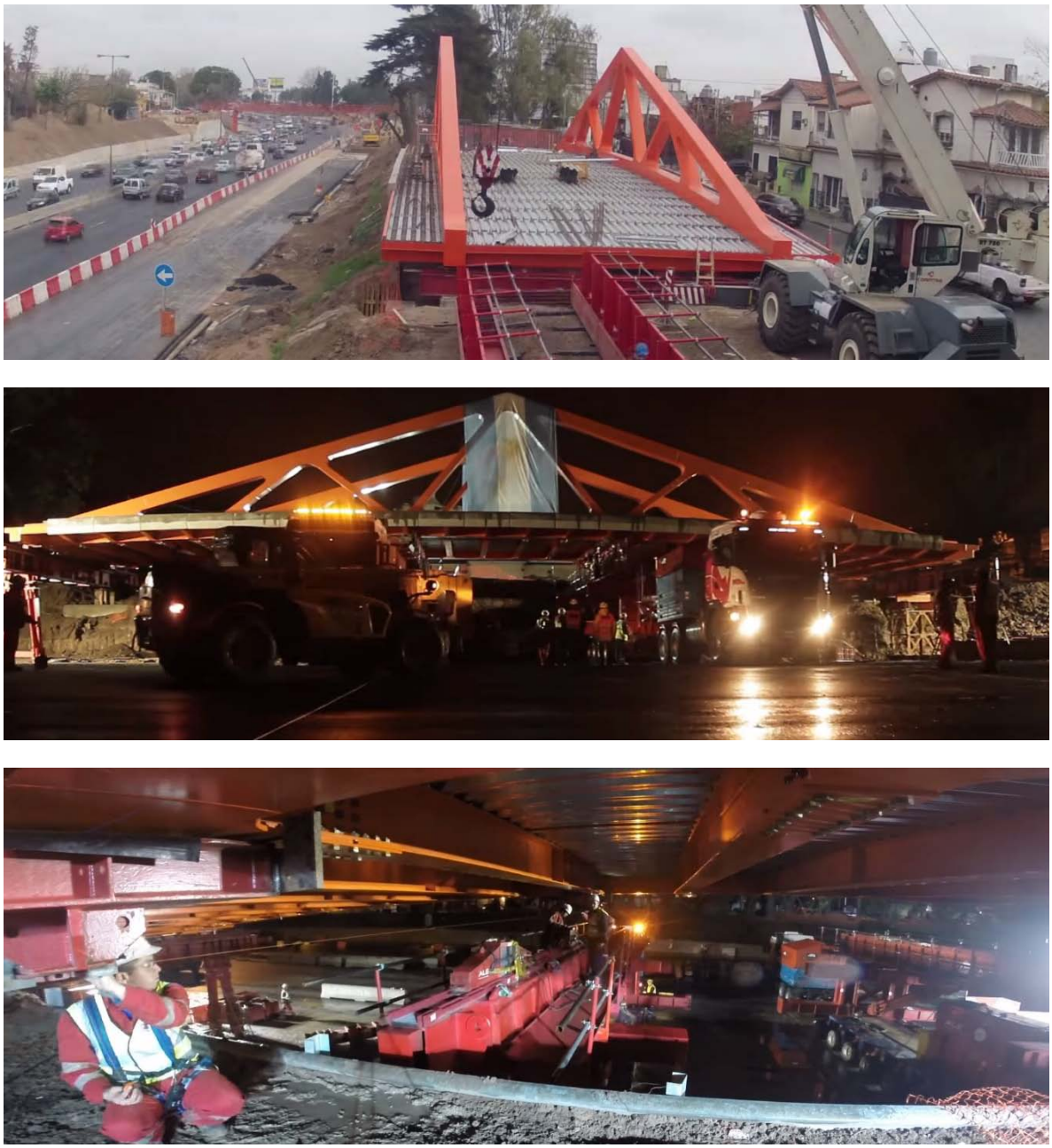


Figura 26. Secuencia de lanzamiento y traslado

Figura 27. Secuencia de lanzamiento y traslado

Figura 28. Secuencia de lanzamiento y traslado

CONSTRUMETAL 2019
8º Congresso Latino-Americano da Construção Metálica

14 a 16 de agosto de 2019
São Paulo - SP - Brasil

ABCEM
Associação Brasileira da Construção Metálica
45 anos

ABCEM - Associação Brasileira da Construção Metálica
Av. Brig. Faria Lima, 1931 - 9º andar - 01451-917 - São Paulo, SP - Brasil
www.abcem.org.br / www.construmetal2019.com.br/pt