

Universidade de Passo Fundo

VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Realização:



Apoio:



Passo Fundo, 21 e 22 de outubro de 2019

Apresentação:

Tendo como principal objetivo a divulgação dos estudos gerados no âmbito do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGEng) e do curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo, na área de engenharia estrutural, foi realizado em 2014 o I Seminário de Engenharia Estrutural da UPF. Através da apresentação de trabalhos desenvolvidos sob orientação dos professores da área, se buscava proporcionar aos acadêmicos e demais interessados um conhecimento acerca de temas atuais envolvendo análise, dimensionamento, manutenção e otimização de estruturas, propiciando o aprofundamento de seus estudos nessa área tão fascinante quanto desafiadora. Em função da grande receptividade do evento, e dada a carência de eventos específicos sobre o tema de Engenharia Estrutural na região sul do Brasil, a abrangência do Seminário foi ampliada com a organização da terceira edição em 2016, sendo a partir daí designado por Seminário Regional de Engenharia Estrutural e contando com a efetiva participação de outras instituições. A terceira edição consolidou a parceria entre o Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UPF e a Associação de Engenheiros e Arquitetos de Passo Fundo – AEAPF, iniciada com os já tradicionais Encontros de Engenheiros e Arquitetos do Norte do Rio Grande do Sul.

Em 2019, é com imensa satisfação que organizamos VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural, sempre com o objetivo promover o intercâmbio e a integração entre profissionais, pesquisadores e estudantes com interesse na área de engenharia de estruturas. Ao proporcionar a aproximação entre o meio acadêmico e o profissional, busca-se estimular o debate acerca de novos temas, tendências e desafios relacionados à engenharia estrutural. A presente edição do seminário marca também os 30 anos do início de funcionamento do Curso de Engenharia da UPF. O Seminário constitui também um evento preparatório às XXXIX Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, a serem sediadas em 2020 na UPF e organizadas pelo grupo de Estruturas da Infraestrutura do PPGEng.

As atividades do Seminário consistem em palestras proferidas por profissionais renomados, intercaladas por seções técnicas, durante as quais são apresentados resultados de trabalhos de investigação desenvolvidos tanto em Programas de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental como em Cursos de Graduação e Pós-graduação em Engenharia Civil da região sul do país. Neste sentido, destacamos novamente a contribuição e presença de professores e alunos das diversas instituições parceiras. A consolidação do Seminário como um evento regional na área da engenharia estrutural se dá graças ao trabalho de todos. Nesse sentido, aproveitamos para agradecer também aos membros do comitê científico, bem como aos demais colegas da comissão organizadora. Esperamos que essa sexta edição do evento seja enriquecedora a todos.

Prof. Moacir Kripka

P/ Comissão Organizadora

COMISSÃO ORGANIZADORA:

Moacir Kripka (Pres.), Prof
Zacarias Martin Chamberlain Pravia, Prof
Eduardo Basso, Eng
Fernando Busato Ramires, Prof
Felipe Castelli Sasso, Acad
Fernando Luiz Três Junior, Acad
Grégori Poletto Nicoli, Acad

COMITÊ CIENTÍFICO:

Angélica Gasparetto, Mestranda PPGEng
Fabio Augusto Henke Huppés, Mestrando PPGEng
Fernando Busato Ramires, Prof
Jéssica Bresolin, Mestranda PPGEng
Gabriel Suzano Mengarda, Mestrando PPGEng
Lucas Carvalho Vier, Mestrando PPGEng
Moacir Kripka, Prof
Pollyanna Fernandes Bianchi, Mestranda PPGEng
Zacarias Martin Chamberlain Pravia, Prof



VI SEMINÁRIO REGIONAL DE ENGENHARIA ESTRUTURAL

21 e 22 de outubro de 2019

PROGRAMAÇÃO:

Dia 21/10 (Segunda-feira):

19:30h às 20:15h – Abertura do Evento: comemoração dos 30 anos do Curso de Engenharia Civil da UPF

20:15h às 21:30h – Palestra: **Prof. Dr. Túlio N. Bittencourt (POLI/USP)**

Tema: **Sistemas de Gerenciamento de Obras de Arte Especiais**

21:30h às 22:15h – Palestra: **Eng. João Alberto de Abreu Vendramini (Pres. ABECE)**

Tema: **Engenharia, profissão fantasma?**

Dia 22/10 (Terça-feira):

08:30h às 11:30h – Sessão Técnica (apresentações orais)

14:00h às 17:30h – Sessão Técnica (apresentações orais)

19:30 às 19:45h – Premiação de trabalhos das Sessões Técnicas

19:45 às 21:00h – Palestra: **Prof. Dr. André T. Beck (EESC/USP)**

Tema: **Gestão de Riscos e Confiabilidade em Engenharia de Estruturas**

21:00h - 22:15h – Coquetel de Encerramento

Local: Auditório do Centro de Eventos da Universidade de Passo Fundo

PALESTRANTES DO VI SEMINÁRIO REGIONAL DE ENGENHARIA ESTRUTURAL:

Título: **Sistemas de Gerenciamento de Obras-de-Arte Especiais**



Palestrante: Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

Professor Titular da Universidade de São Paulo, possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade de Brasília (1984), mestrado em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (1988) e doutorado em Engenharia de Estruturas - Cornell University (1993). Pesquisador do CNPq, nível 1B. Ex-Diretor Presidente e Membro Permanente do Conselho do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), Diretor da ABECE - Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, ex-Presidente da LatRILEM (Grupo Latino Americano da RILEM) e Coordenador do Brazilian IABMAS Group (BIG). É Editor Associado da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais - RIEM. Atua como revisor dos periódicos: Engineering Fracture Mechanics, ACI Materials Journal, ACI Structural Journal, Journal of Engineering Mechanics (ASCE), Revista Concreto & Construções - IBRACON, LAJSS - Latin American Journal of Solids and Structures, Revista Engenharia Civil - Universidade do Minho. É também membro do ACI (American Concrete Institute), do fib (International Federation for Structural Concrete), TRB (Transportation Research Board), RILEM (International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures), IA-FraMCoS (International Association on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures), IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering), e IABMAS (International Association for Bridge Maintenance and Safety). Tem experiência na área de Estruturas, com ênfase em Estruturas de Concreto, atuando principalmente nos seguintes temas: mecânica da fratura do concreto, modelagem computacional não-linear via método dos elementos finitos, análise experimental e monitoramento de estruturas

Título: **Gestão de Riscos e Confiabilidade em Engenharia de Estruturas**



Palestrante: Prof. Dr. André Teófilo Beck

Professor Associado do Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Graduado em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Mestre em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal de Santa Catarina, Doutor em Engenharia Civil pela University of Newcastle, Austrália, Livre-Docente pela Universidade de São Paulo. Pesquisador do CNPq, nível 1C. Membro do Conselho Editorial da revista *Structural Safety*. Atua há vinte anos como pesquisador, e há treze anos como orientador e professor, nos temas Mecânica dos Sólidos, Mecânica das Estruturas, Confiabilidade Estrutural, Segurança das Estruturas, Mecânica Estocástica e Otimização Estrutural considerando Incertezas. Nestes temas, formou vinte e três alunos na pós-graduação, e publicou noventa artigos científicos em periódicos.

Título: Engenharia, Profissão Fantasma?



Palestrante: Eng. João Alberto Vendramini

Engenheiro Civil pela FESP – Faculdade de Engenharia São Paulo. Especialista em estruturas pré-moldadas de concreto pela UFSCAR -- Universidade Federal de São Carlos. Presidente da ABECE -- Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural 2018/2020. Professor do curso de Pós-Graduação em Estruturas de Concreto Armado para Edifícios. Diretor Técnico da VENDRAMINI ENGENHARIA. Colaborador na elaboração e revisão de diversas normas técnicas, voltadas para a área de estruturas. Ganhador de vários prêmios como: Menção Honrosa do Prêmio Talento Engenharia Estrutural -- 2004, Prêmio DESTAQUES ABECE - 2012, Menção Honrosa do Prêmio “OBRA DO ANO” da ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto - 2013, Prêmio Tilt-Up Achievement Award pela TCA - Tilt-Up Concrete Association - 2014.

Table of Contents

COMPARAÇÃO DE TENSÕES VIA METODOLOGIA ANALÍTICA E EXPERIMENTAL PARA UMA VIGA EM AÇO SAE 1020 BIAPOIADA	1
<i>Glauçia Karina Martofel, Tatiane Carmen Souza and Ronaldo Tremarin</i>	
LÓGICA DIFUSA (FUZZY) – APLICAÇÃO PRÁTICA NA DEFINIÇÃO DO PROCESSO DE CORTE EM UMA INDÚSTRIA METALMECÂNICA	8
<i>Anderson Hoose and Moacir Kripka</i>	
Avaliação da superestrutura de dois viadutos em concreto armado através da aplicação da NBR 15307	16
<i>Jorge Dalmas Braido and Zacarias Martin Chamberlain Pravia</i>	
Análise numérica da estabilidade elástica de perfis de aço formados a frio submetidos à flexão	24
<i>Felipe Castelli Sasso and Zacarias Martin Chamberlain Pravia</i>	
PROJETO DE VIGAS ALVEOLARES DE AÇO USANDO MEF	32
<i>Catarina Monteiro and Zacarias Martin Chamberlain Pravia</i>	
FERRAMENTA EDUCACIONAL PARA CÁLCULO DE TREM-TIPO EM PONTES ATRAVÉS DE PLATAFORMA ONLINE	38
<i>Charles Jaster de Oliveira, Charles Henrique Ferreira, Jennifer Pereira da Cruz and Nicholas Gabriel Terbeck</i>	
SISTEMA ESTRUTURAL EM LIGHT STEEL FRAMING: UMA ANÁLISE BIBLIOGRÁFICA DOS CUSTOS E COMPONENTES	46
<i>Leonardo Vinhaga, Douglas Mioto Cerezoli and Marinês Silvani Novello</i>	
INFLUÊNCIA DA PROTENSÃO EM PARAFUSOS NO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM DUPLA CANTONEIRA	53
<i>Rodrigo Bordignon, Rafaela Kummer de Andrade, Alessandro O. Rigão, João Kaminski Junior and Zacarias Chamberlain Pravia</i>	
AVALIAÇÃO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS VIA DIFERENTES MÉTODOS DO MODELO DA DIAGONAL EQUIVALENTE	60
<i>Alessandro Onofre Rigão, Rodrigo Bordignon, João Kaminski Junior and Gerson Moacyr Sisniegas Alva</i>	
RELAÇÕES DIMENSIONAIS DE PERFIS METÁLICOS FORMADOS A FRIO	68
<i>Wesley Chimento, Ricardo Fabiane and Juliana Triches Boscardin</i>	
ESTUDO DO INCREMENTO DE RIGIDEZ À FLEXÃO EM VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO EM ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)	74
<i>Dainara Lauerman</i>	
ANÁLISE COMPUTACIONAL DE DEFORMAÇÕES EM LAJES DE CONCRETO NA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE	82
<i>Renan Fracaro Dos Santos, Andréia Balz, Gediel da Silva and Éder Claro Pedrozo</i>	

Desenvolvimento de um Programa para Otimização de Treliças Planas pelo Método da Busca Harmônica	90
<i>Fernando Luiz Tres Junior and Guilherme Fleith de Medeiros</i>	
AVALIAÇÃO DA PRESSÃO DINÂMICA DETERMINADA PELA ABNT NBR 6123:1988 EM RELAÇÃO A PADRÕES INTERNACIONAIS	98
<i>William de Oliveira Pol and Marinês Silvani Novello</i>	
AFERIÇÃO DE FREQUÊNCIAS FUNDAMENTAIS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA POR SMARTPHONES	106
<i>Jéssica Maria Bresolin and Zacarias Martin Chamberlain Pravia</i>	
DIRETRIZES PARA DETERMINAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO EM COBERTURAS DE QUATRO ÁGUAS	114
<i>Katiane Aline dos Reis, Marinês Silvani Novello and Djalmo Dutra dos Santos Neto</i>	
ANÁLISE DA ESTRUTURA DE UM CHASSI ATRAVÉS DO SOFTWARE ANSYS - WORKBENCH	122
<i>Vinnicius Portela, Daniela Roehrig, Raquel Naile Brinkhus and Nilo Alberto Scheidmandel</i>	
AVALIAÇÃO DE MECANISMOS PARA FORMULAÇÃO DE VIGAS EM ELEMENTOS FINITOS	128
<i>Ândrey Teston Santini, Fernando Busato Ramires and Zacarias Martin Chamberlain Pravia</i>	
OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL DE PERFIS TUBULARES DE AÇO UTILIZANDO A FERRAMENTA SOLVER	136
<i>Pollyanna Bianchi, Angélica Gasparetto and Moacir Kripka</i>	
LAJES MISTAS COM FORMA DE AÇO: COMPORTAMENTO E PROJETO	144
<i>Camila Miotto da Silva and Fernando Busato Ramires</i>	
ANÁLISE DE MODELOS ESTRUTURAIS PARA UMA EDIFICAÇÃO DE CONCRETO ARMADO	152
<i>Fábio Huppes, Lucas Vier, João Endres and Rafael Zaltron</i>	
ESTUDO COMPARATIVO DE DESLOCAMENTO DE PLACA APOIADA COM CARGA DISTRIBUÍDA	160
<i>Lucas Carvalho Vier, Fábio Augusto Henkes Huppes, Fernando Busato Ramires and Zacarias Chamberlain Pravia</i>	
ANÁLISE DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE PRISMAS DE CONCRETO COM ARGAMASSA 1.1.6	167
<i>Rodrigo Schossler, Tobias Ottoni, Gihad Mohamad, Almir Neto and André Lübeck</i>	
AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PRISMAS CERÂMICOS SOB COMPRESSÃO AXIAL	175
<i>Tobias Ottoni, Rodrigo Schossler, Gihad Mohamad, Almir Neto and André Lübeck</i>	



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



COMPARAÇÃO DE TENSÕES VIA METODOLOGIA ANALÍTICA E EXPERIMENTAL PARA UMA VIGA EM AÇO SAE 1020 BIAPOIADA

SOUZA. Tatiane. C¹, MARTOFEL. Glauca.K¹, TREMARIM. Ronaldo ²

¹ Acadêmica do Curso de Engenharia Mecânica do IFRS *Campus* Erechim

² Orientador, Professor do Curso de Engenharia Mecânica do IFRS *Campus* Erechim

RESUMO:

Sabendo a importância da determinação correta das tensões no projeto de componentes mecânicos e estruturas, este trabalho se propôs a comparar as tensões ocorridas experimental e analiticamente para uma viga em aço SAE 1020 biapoada. Experimentalmente, segundo a lei de Hooke, pelas deformações medidas por extensômetros e mensuradas por uma placa de aquisição, conforme a norma da ASTM E 855-90. Analiticamente, pelas equações de singularidade e de aproximação para cálculo de cisalhamento transversal pela teoria de Euler-Bernoulli. Os resultados obtidos pelo experimento, revelaram a presença de carga flutuante, devido ao ruído, que impediram que as deformações mensuradas fossem condizentes com dados reais, para valores de força aplicada inferior a 1 kN. Concluindo-se que a desconsideração dos efeitos de escorregamento e rotação devido a esforços torsões, levam a valores de tensão cisalhante inferiores, e que o ruído do sinal para cargas baixas deve ser reduzido com isolamento eletromagnético, uso de placa de circuito impresso e filtros físicos de sinal.

INTRODUÇÃO:

A análise de tensões é uma etapa importante de projetos, existem diversas teorias que estimam os valores de carregamentos em vigas, pois as mesmas “figuram como elementos essenciais nas mais diversas aplicações práticas” (LOEFFLER NETO et al., 2018, p. 1), além de ensaios mecânicos e simulações computacionais. E, dentre os elementos demandados, a viga bi apoada com carregamento axial equidistante dos apoios vem sendo objeto de estudo, cujo modelo matemático de Euler-Bernoulli é normalmente utilizado para a obtenção de carga crítica, sendo comparado com outras teorias, como a de Timoshenko e métodos computacionais, como a análise de elementos finitos (MARTHA; Burgos, 2014). Devido sua simplicidade e resultados razoáveis, o modelo da Teoria de Euler-Bernoulli (TEB) admite a hipótese de que em uma viga retangular há uma linha reta coincidente ao eixo x, que permanecerá reta e normal mesmo após a deformação da viga. Neste contexto, se inclui a extensometria, que é uma técnica útil para obtenção de dados gerados pelas variações dimensionais de componentes (CIONE, 2012).

Já o aço escolhido para o experimento, SAE 1020, amplamente utilizado na engenharia devido sua ductilidade, podendo sofrer grandes deformações antes de se romper, ainda, por possui boa soldabilidade e menor resistência à tração quando comparado com aços com maiores teores de carbono (PFEIL, 2009). As propriedades consideradas no desenvolvimento deste trabalho, para o aço SAE 1020, coeficiente de Poisson considerado é de 0,3, segundo Beer (1989) e o módulo de elasticidade sendo obtido via ensaio de tração

do material, conforme Chiaverini (1988) e norma da ASTM E 8M-04. As demais propriedades, segundo Chiaverini (1988, p. 96) para aço SAE 1020 normalizado são tensão de limite de escoamento de 350 MPa; tensão limite de resistência a tração de 440 MPa; alongamento em 50 mm de 35%. Portanto, propõem-se comparar a variação entre o modelo teórico de cálculo de tensões de Euler-Bernoulli e o experimento que até então, não foi comparado com teorias ou *softwares* de simulação, realizando-o via ensaio de flexão de três pontos – instrumentado com extensômetros -, para uma viga em aço SAE 1020 biapoiada.

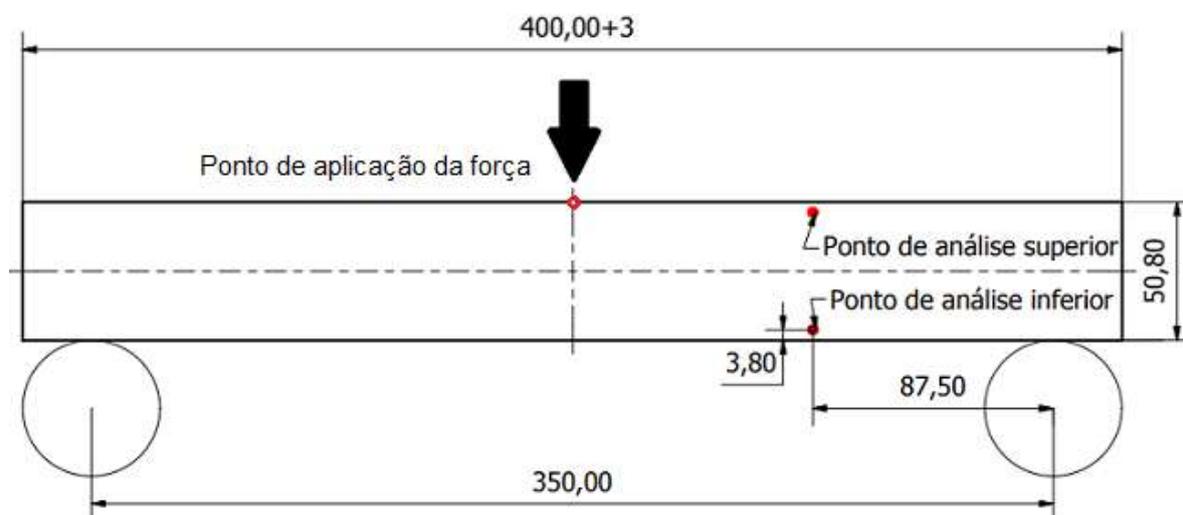
DESENVOLVIMENTO:

Para realização experimental e exploratória utilizou-se o método de ensaio de três pontos, com dois suportes, dispositivo responsável por aplicar a carga e instrumento de medição, onde as medições são realizadas para um mínimo de seis corpos de prova realizadas nas posições diametralmente opostas em relação ao centróide da barra.

Para as dimensões do corpo de prova considerou-se a norma da ASTM E 855 – 90 e a teoria de Saint-Venant. Objetivando-se manter vão de 350 mm, necessitou-se cortá-lo em pedaços maiores, com dimensão igual ou superior 400 mm, pois os apoios cilíndricos da máquina de ensaio poderiam causar um escorregamento do elemento quando submetido a um esforço fletor. O acabamento superficial de todo o entorno da peça foi mantido para não alterar as características superficiais e não influenciar nos resultados medidos na extensometria.

As barras foram cortadas com o uso da máquina de serra de corte, a medição foi realizada com trena e o vão localizado entre os apoios foi garantido, servindo para apoiar o corpo de prova corretamente durante o ensaio. A escolha dos pontos de análise do corpo de prova foi realizada a partir da teoria de Saint-Venant, sendo um ponto equidistante do ponto de aplicação da força e dos apoios para evitar o comportamento não linear destas regiões. Bem como, foi considerada uma distância de 3,8 mm em relação à superfície do corpo de prova, para evitar possíveis tensões em planos diferentes aos estudados que ocorrem na superfície e ainda possibilitar um possível teste não destrutivo via magnetização – partículas magnéticas –, para detecção de trincas (RODIGHERI et al., 2018). Ainda, segundo a norma ASTM E 855-90, para os seis corpos de prova testados, em metade deles o ponto analisado deve ser em relação a superfície inferior e a outra metade em relação a superfície superior da linha neutra, com mesma distância em relação a aplicação da força e em relação a superfície superior e inferior.

Figura 1 - Definição dos pontos de análise na viga.



Para medir a deformação foi utilizado método não destrutivo, através de extensômetros da empresa AGSTECH®, com grade axial resistiva de liga 60% de cobre e

40% de níquel, comercialmente conhecida como “Constantan”. A escolha deve-se à facilidade de aplicação, por se tratar de deformação uniaxial conhecida, ser viável e o corpo de prova estar submetido a uma carga estática, ainda, por considerar que o extensômetro elétrico é baseado no princípio de que “quando um condutor está sujeito a um esforço de tensão ou compressão, ocorre uma variação na resistência [...] relacionada com a resistência original” (SOISSON, 2002, p. 400) sendo proporcional à intensidade do carregamento. Tendo o extensômetro, resistência de 350 Ω ; coeficiente de sensibilidade de 2,05; precisão da grade de 0,02; limite de deformação de 2% e dimensões de 6,5mm x 4,5mm.

A máquina de ensaio universal controlada por computador Time Group Inc.® modelo WDW-100-E, com capacidade de 100 kN, foi utilizada para realização do ensaio (figura 2), sendo que, o carregamento máximo na qual o corpo de prova pode ser submetido é de aproximadamente 12,019 kN e a máquina possui capacidade para aplicar até 100 kN.

Figura 2 – Máquina de ensaio universal

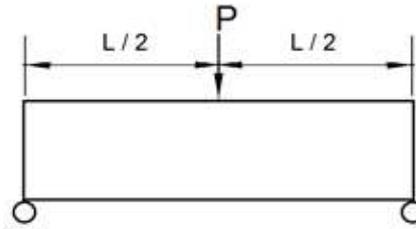


A coleta de dados foi realizada através de placa de aquisição de dados, calibrada com osciloscópio, ainda, a realização de três ensaio de tração para aferição do módulo de elasticidade do material, segundo a norma da ASTM E 8M-04, resultando em um módulo de elasticidade de 215,947 GPa. Assim, obtemos os dados, conforme o valor da força aplicada em função do tempo, sendo necessário adotar um carregamento crescente devido a variação entre os ensaios.

Para o modelo matemático utilizou-se equações de momento fletor para cada trecho da viga, considerando que a viga é contínua nos pontos onde se dividem os trechos e, conseqüentemente, com declividade, carga atuante, força cortante e deslocamento transversal coincidentes que na Figura 3 tratam-se de dois trechos, onde o ponto em comum para ambas as porções é L/2, para então, obtermos matematicamente a tensão de flexão conforme equação (1).

$$\sigma_x = -c \frac{P}{2I} (L - x) \quad (1)$$

Figura 3 – Ponto em comum para tensão de flexão



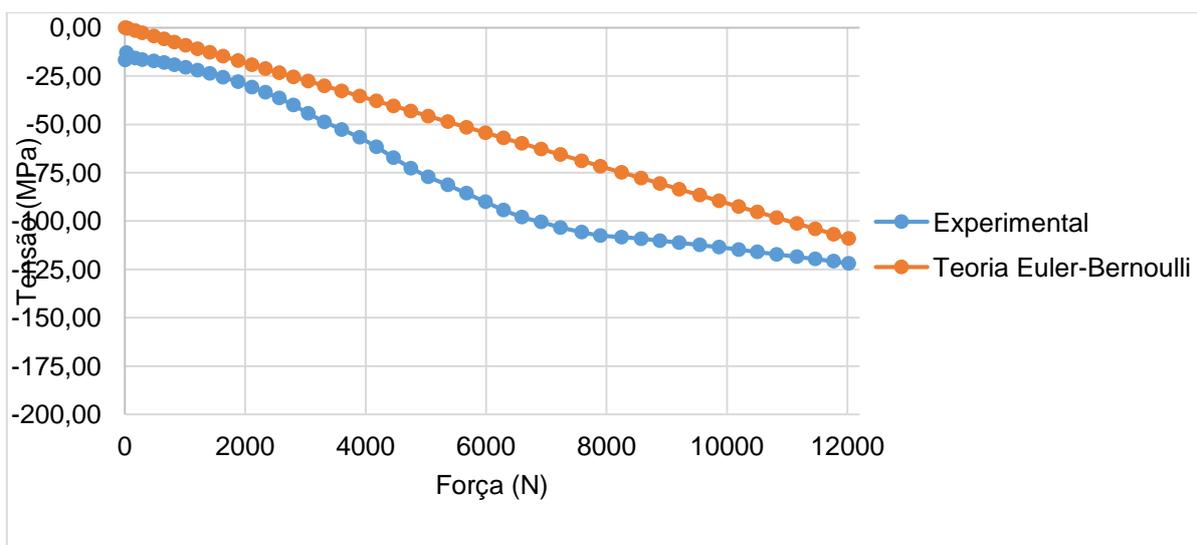
Para a tensão de cisalhamento transversal temos a seguinte equação (2):

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{It} \quad (2)$$

onde “Q” igual a 782,2224 mm³, “t” igual a 9,53 mm e “I” igual a 104112,48 mm⁴, considerando que a viga será submetida a uma força cortante “V”, portanto, não pode-se assumir que as componentes do cisalhamento sejam nulas, nessa condição, consideramos que a seção do plano perpendicular ao neutro permaneça plana e perpendicular ao eixo neutro.

Com os dados obtidos através dos ensaios e matematicamente é possível observar na Figura 4, que para as amostras cuja instrumentação com extensômetros foi realizada na porção superior, as deformações obtiveram valores negativos no experimento, tal qual a teoria. Isto se deve ao fato de que uma viga ao ser flexionada sofre nos pontos superiores à sua linha neutra, tensões compressivas, fazendo com que o extensômetro tenha sua resistência reduzida em relação a sua resistência nominal. Ainda, observa-se que existe diferença entre a tensão medida experimentalmente e a tensão obtida via TEB que para a carga máxima de 12,019 kN os valores de tensão foram de aproximadamente 11,89% superiores entre o experimental e o analítico. Esta variação se justifica, pois, devido a espessura ser consideravelmente inferior em relação à altura da peça (relação de 5,33 de altura-espessura), geram-se tensões devido a flambagem, ou seja, há uma flexão transversal ou encurvadura devido aos esforços compressivos executados durante o ensaio de flexão de três pontos.

Figura 4 – Tensão x no ponto superior da viga.

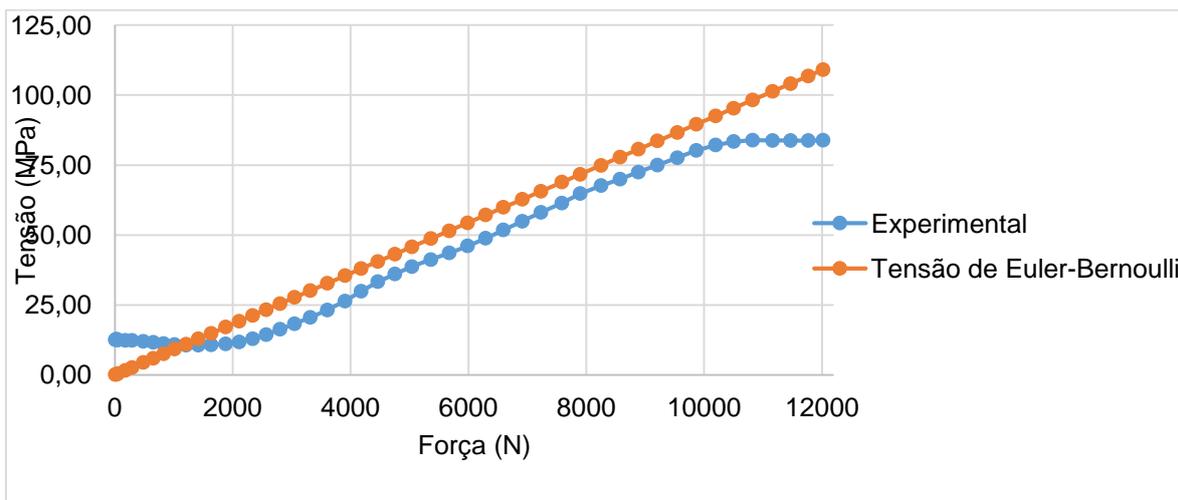


Na Figura 5 tem-se comparativo para tensão x no ponto inferior a linha neutra da viga, que ao contrário da Figura 4, os valores resultantes foram positivos, pois nesta porção da viga ocorre tração, fazendo com que o extensômetro se deforme de maneira a ampliar sua

resistência, em relação a seu valor em equilíbrio. Repetindo-se, ainda, uma variação média de 23,28% de diferença.

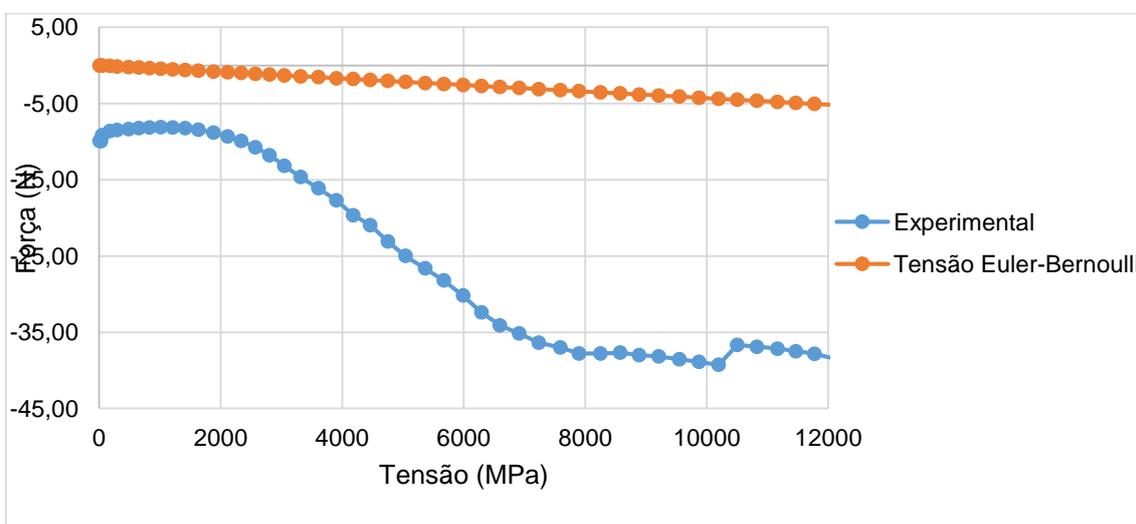
Comparando o perfil de tensões experimental no ponto superior da Figura 4 e do ponto inferior da Figura 5 para uma mesma seção de área transversal, observa-se que as curvas de tensões possuem um perfil semelhante, porém com grande variação de tensão entre elas, onde os valores para tensão no eixo x para o ponto superior e inferior foram de aproximadamente 38 MPa de diferença para uma força aplicada de 12,019 kN. Logo, levou-se a concluir que as amostras não apresentavam as mesmas propriedades mecânicas na porção superior e inferior, além da presença de tensões residuais devido a sua proximidade com os “cantos” da viga que são concentradores de tensões.

Figura 5– Comparativo da tensão x no ponto inferior da viga.



Na Figura 6, a tensão de cisalhamento para o ponto superior da viga também indicou valores negativos de deformação, correspondendo a teoria de cisalhamento transversal adaptada para TEB. Comparando-se os valores obtidos com a teoria de tensão de cisalhamento, devido ao cisalhamento, para a carga máxima de -5,156 Mpa, tensão normal de -109,094 MPa, representando apenas 4,73% do valor da tensão em x, ou seja, as tensões de cisalhamento possuem valores que devem ser considerados, embora sejam muito inferiores a tensão de flexão “pura” para a TEB.

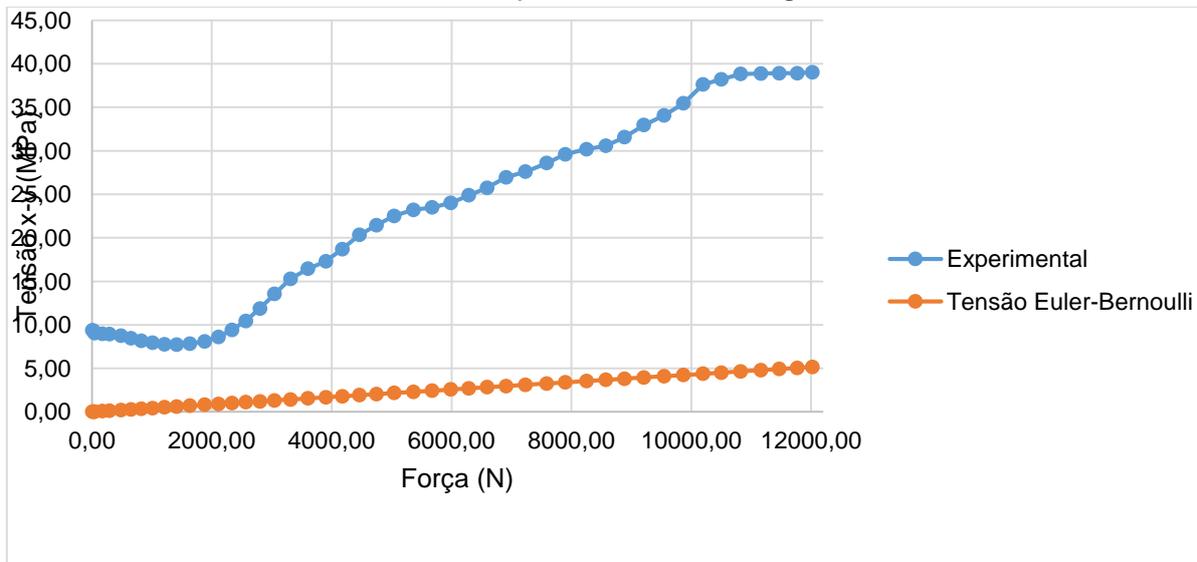
Figura 6 – Tensão de cisalhamento no ponto superior da viga.



A Figura 6 e a Figura 7, expressam a comparação da tensão de cisalhamento para

os pontos superior e inferior da viga, onde no ponto superior, a variação da tensão obtida experimental e analiticamente é considerável, sendo a tensão analítica representando apenas de 13,47 % no ponto superior em relação a tensão experimental e para o ponto inferior, de 13,25% da tensão experimental. Isto ocorre, pois, a TEB considera que as linhas internas do material permanecem paralelas entre si mesmo após haver deflexão, ou seja, desconsidera a rotação ou o “escorregamento” entre as moléculas do material durante o carregamento, negligenciando os efeitos torsores, além da possível presença de flambagem, devido a esbelteza da amostra analisada.

Figura 7 – Tensão de cisalhamento no ponto inferior da viga.



Através da análise dos gráficos acima, verificou-se haver uma tensão “flutuante” para valores de carga inferiores, como pode ser observado no ponto onde a força aplicada é nula. Isto ocorre, pois, as deformações e distribuição de tensões que ocorrem em distâncias mais afastadas dos pontos de aplicação de forças que são nulas para valores de cargas muito pequenos, e as deformações locais – no ponto de aplicação - se deformam rapidamente. Indicando ainda, que a tensão é resultado de um ruído existente na placa de aquisição de dados.

CONCLUSÕES:

Após os experimentos foi realizada a comparação entre os valores de tensões obtidos através do método experimental e analítico pela teoria de Euler-Bernoulli para vigas, onde conclui-se que há a variação entre as tensões, de 11,89% para o ponto inferior do corpo de prova e de 23,28% para o ponto superior em relação aos valores teóricos, devido a esbelteza da amostra, que gerou tensões de flexão transversal devido à possível flambagem ocorrida nas amostras, além do ruído presente na placa de aquisição de dados.

Já para valores de força aplicada inferior à 1 kN, houve a presença de uma carga flutuante, indicando que havia a captação de sinais externos que não apenas da deformação real dos extensômetros pela placa de aquisição de dados, devido à ausência de isolamento eletrônico e magnético adequado, utilização de *proboard* ao invés de circuito impresso, além do campo elétrico e magnético gerado pela máquina de ensaios universal e transmitida para a placa de aquisição, elevando o ruído a valores de tensão de aproximadamente 10 MPa.

Pela análise dos gráficos sobre as tensões obtidas experimentalmente nos pontos superiores e inferiores, conclui-se que o estado de compressão e tração sofridos na seção transversal durante a flexão do corpo de prova, ocorre como descrito na teoria de resistência dos materiais. Sobre as tensões obtidas via teoria de Euler-Bernoulli, observou-

se que a tensão de flexão tem valores significativamente maiores que a tensão de cisalhamento, para a viga cuja relação comprimento-altura é de 7,87. Pode-se concluir que o experimento possui função fundamental para comprovação teórica e análise real do comportamento dos materiais sob carregamentos compressivos e trativos, indicando que para vigas esbeltas, cuja teoria de Euler-Bernoulli se aplica, tensões devido a flambagem podem ocorrer, alterando as tensões de flexão pura, para uma combinação de flexão pura e transversal. Ainda, a desconsideração de escorregamento entre as linhas do material durante a deflexão, resultam em valores de tensão de cisalhamento analítico que representam aproximadamente a 13,47% da tensão de cisalhamento experimental para o ponto superior e de 13,25% para o ponto inferior.

REFERÊNCIAS:

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Methods for Bend Testing of Metallic Flat Materials for Spring Applications Involving Static Loading.* ASTM E 855 – 90 (Reapproved 2000). 2000. 8 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials [Metric]*¹. ASTM E 8M – 04. 2004. 24 p.

BEER, F. P.; Johnston Jr., E. R. **Resistência dos materiais.** 2ª ed. São Paulo: Mc Graw Hill, 1989. cap. 4, p. 156-172.

CIONE, F. C. **Medidas de tensões residuais por extensometria em componentes usados no setor da mobilidade.** São Paulo. 2012. 118 p. Dissertação (Mestrado em Ciências na Área de Tecnologia Nuclear). Centro de Ciência e Tecnologia de Materiais, Instituto de Pesquisa Energéticas e Nuclear, Brasil.

CHIAVERINI, V. **Aços e ferros fundidos:** características gerais, tratamentos térmicos, principais tipos. 6. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Metais, 1988. 577 p.

LOEFFLER NETO, C. F.; Candido, D. C. M.; Neves, N. S.; Camargo, R. S.; Pinheiro, V. P. Uma comparação numérica entre os modelos de viga de Timoshenko e Euler-Bernoulli. **Simpósio da Mecânica Computacional – XIII SIMMEC**, v. 13, n. 1, 15 p. 2018. Disponível em: < <https://doity.com.br/anais/xiiisimmec2018/trabalho/69212>>. Acesso em: 4 abril 2019.

MARTHA, L. F.; Burgos, R. B. Diferenças na consideração da distorção no modelo de Timoshenko de uma viga submetida a carregamento axial. **XXVI Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural**, v. 16, n. 1, 15 p. 2014. Disponível em: < <http://webserver2.tecgraf.puc-rio.br/~lfm/papers/Martha-Jornadas-2014.pdf>>. Acesso em: 2 abril 2019.

PFEIL, W.; Pfeil, M. **Estruturas de aço:** dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009. 382 p.

RODIGHERI, A.; Tremarin, R. C.; Souza, T. C.; Praiva, Z. C. Comparação da previsão e vida em fadiga, entre os modelos numéricos e método dos elementos finitos para uma viga em balanço. In: **V Seminário Regional de Engenharia Estrutural: 2018**, Passo Fundo. Anais do Evento V Seminário de Engenharia Estrutural: PPGEng, 2018, p.132-137.

SOISSON, H. E. **Instrumentação Industrial.** 1ª ed. Curitiba: Hemus, 2002. 688 p.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



LÓGICA DIFUSA (FUZZY) – APLICAÇÃO PRÁTICA NA DEFINIÇÃO DO PROCESSO DE CORTE EM UMA INDÚSTRIA METALMECÂNICA

Anderson Hoose¹, Moacir Kripka²

¹ Doutorando do PPGEng (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental – UPF)

² Orientador, Professor do PPGEng (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental – UPF)

RESUMO:

O objetivo deste trabalho é apresentar uma aplicação de lógica difusa na escolha de ferramentas de corte numa indústria metalmeccânica de grande porte, utilizando os parâmetros para estabelecer qual o processo mais adequado para o corte de determinadas geometrias e espessuras. O problema observado é de que não há uma instrução adequada que direcione ou auxilie quanto a tomada de decisão na definição do processo de corte mais apropriado. No desenvolvimento do trabalho são apresentados os passos para a modelagem da aplicação prática da lógica difusa. Dentre os resultados obtidos tem-se uma orientação quanto a definição do processo de corte de acordo com a peça a ser fabricada, visando transpor para o modelo a experiência técnica do processista.

Palavras-chave: *fuzzy*, inteligência artificial, indústria metalmeccânica.

INTRODUÇÃO

A lógica difusa (*fuzzy*) tem sido aplicada em vários estudos, desde a indústria eletrônica, Yang, Lin e Chen (2019) com a proposta para aumentar a precisão e superar as incertezas de medição, até a formulação de cenários com os quais as organizações se deparam, utilizando os fatores incertos do ambiente de negócios para selecionar estratégias (HEMAUATKAR et al., 2018).

Atualmente na indústria metalúrgica ocorre a utilização de vários processos de corte decorrente da grande diversidade de peças que compõem os produtos que são oferecidos. Dentre os processos de corte podem ser citados: corte em guilhotina, *laser*, puncionadeira e plasma.

As peças processadas são constituídas por diferentes espessuras e geometrias, sendo este o principal motivo da elaboração deste estudo, que tem como objetivo a aplicação da Lógica Difusa (*Fuzzy*), com o uso do *software Matlab*. A importância do estudo é contribuir na obtenção das informações quanto ao processo de corte ideal a ser utilizado associado a geometria e espessura das peças. São apresentados também alguns conceitos relacionados a lógica *fuzzy*.

Foi observado que o problema consiste em identificar qual o processo de corte ideal a ser utilizado com base na espessura do material e geometria da peça. Conforme as especificações adotadas pela Indústria, a seleção do processo de corte inadequado em determinada espessura e geometria de peça pode distorcer o custo, o acabamento de corte da peça ou as dimensões do ponto de vista das especificações do projeto.

LÓGICA DIFUSA, APLICAÇÃO PRÁTICA (MODELAGEM DOS DADOS)

É importante preparar as organizações para os novos métodos de planejamento visando atender com antecedência para os fatores incertos e mudanças ambientais (HEMAYATKAR et al., 2018). Diante desta dinâmica, há a contribuição proveniente do uso dos métodos de otimização usando algoritmos de inteligência artificial para estimar a eficiência dos sistemas, Zamen et al. (2019), como o uso das redes neurais artificiais, inspirado nas redes neurais do cérebro humano, onde cada nó gera uma saída pela média de uma soma não linear de entradas.

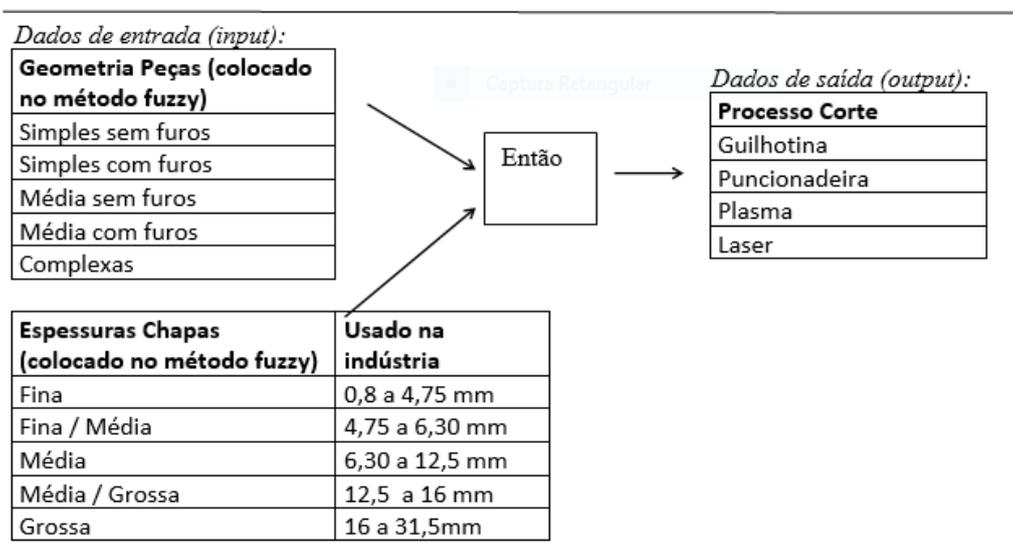
“A Inteligência Artificial (IA) pode ser definida como o ramo da ciência da computação que se ocupa da automação do comportamento inteligente” Luger (2013, p. 1), tenta simular o pensamento, capturando a vitalidade e complexidade da mente humana.

Considera-se que a lógica difusa ou lógica *fuzzy* admite valores lógicos intermediários entre o falso (0) e o verdadeiro (1); por exemplo o valor médio ‘talvez’ (0,5). Isto significa que um valor lógico difuso é um valor qualquer no intervalo de valores entre 0 e 1 (SILVA, 2005). Pode ser entendido como uma situação onde não podemos responder simplesmente "Sim" ou "Não". Mesmo conhecendo as informações necessárias sobre a situação, dizer algo entre "sim" e "não" como por exemplo "talvez", "quase", se torna mais apropriado. Permite expressar conhecimento em um formato de regra que é bastante parecido com a linguagem natural.

Como no caso do estudo desenvolvido por Patalas-Maliszewska e Kłos (2019), onde do ponto de vista econômico é possível os gerentes determinarem qual o melhor funcionário para executar um determinado tipo de reparo; e do ponto de vista social não identifica apenas as competências do funcionário, mas avalia se há necessidade de novos programas de treinamento.

Para a aplicação prática neste estudo, todos os dados de entrada (*input*) e os dados de saída (*output*), coletados na Indústria, foram cadastrados na forma não-quantificável, demonstrado na Figura 1.

Figura 1 - Representação das entradas e saídas



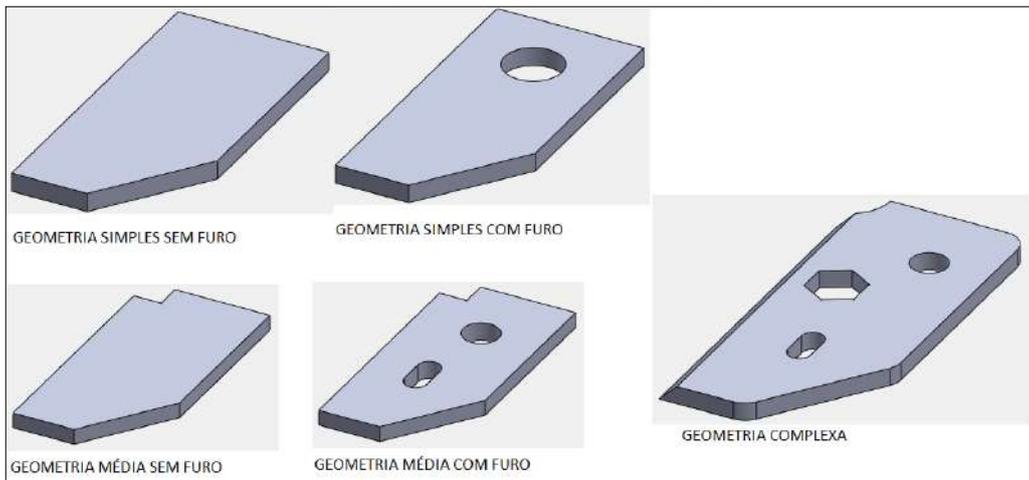
Fonte: elaborado pelo próprio autor

Observa-se na Figura 1, que a Indústria adota medidas quantitativas (em mm de espessura), enquanto que para o método *fuzzy* é necessário colocar medidas qualitativas de espessuras como: fina, média e grossa.

No caso prático da Indústria, o processo de corte com guilhotina envolve o menor custo de produção, sendo também o processo mais simples dentre os demais, enquanto que o processo *laser* é o considerado de maior custo, constituindo um dos mais complexos em termos de programação e operação juntamente com as máquinas puncionadeira e plasma.

A representação dos exemplos de geometrias mencionadas na Figura 1, estão representados na Figura 2.

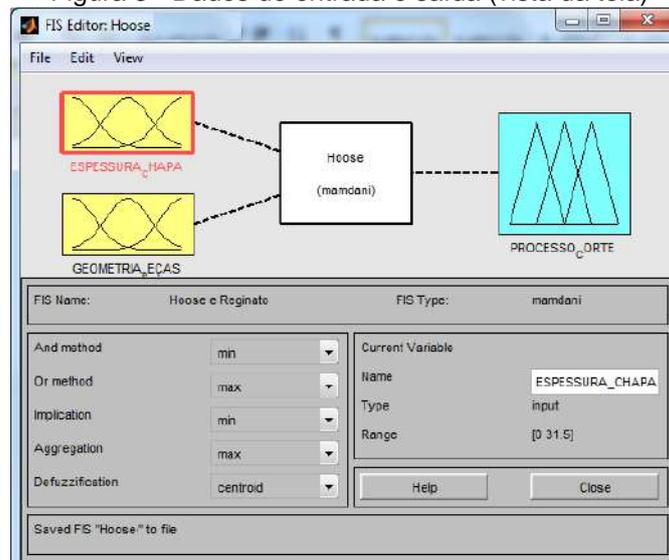
Figura 2 - Geometria das peças



Fonte: elaborado pelo autor com uso do *software solidworks*

Os dados de entrada e saída após cadastrados no *Matlab*, aparecem conforme visualizado na Figura 3.

Figura 3 - Dados de entrada e saída (vista da tela)



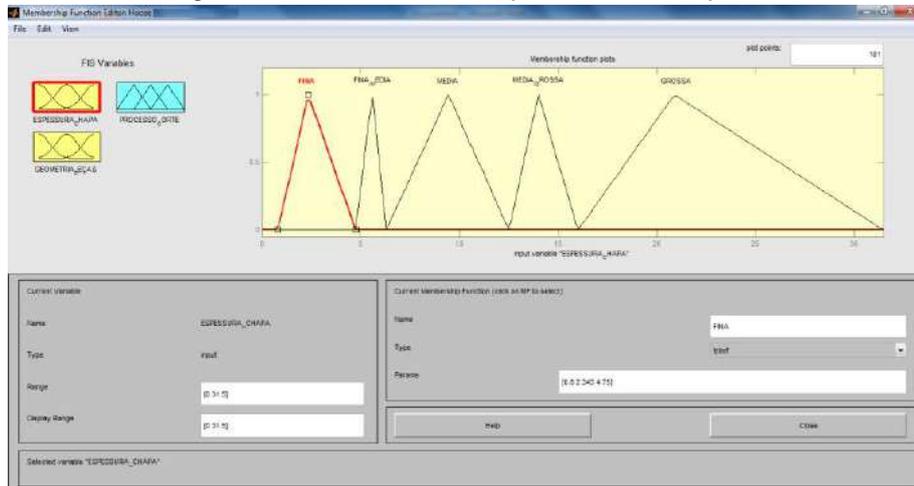
Fonte: elaborado pelo autor com uso do *Matlab*

Em seguida, selecionou-se cada dado de entrada ou saída e foram cadastrados os parâmetros: espessura de chapa, geometria de peças e processo de corte, visualizados nas Figuras 4, 5 e 6.

Os parâmetros qualitativos para as espessuras das chapas foram colocados respectivamente: fina, fina/média, média, média/grossa, grossa. Também foram parametrizados os valores quantitativos de espessura, respectivamente como: 0,8 até 31,5 (conforme Figura 1).

Na Figura 4 observa-se que foram colocados os valores qualitativos iniciando pela espessura mais fina até chegar na espessura mais grossa.

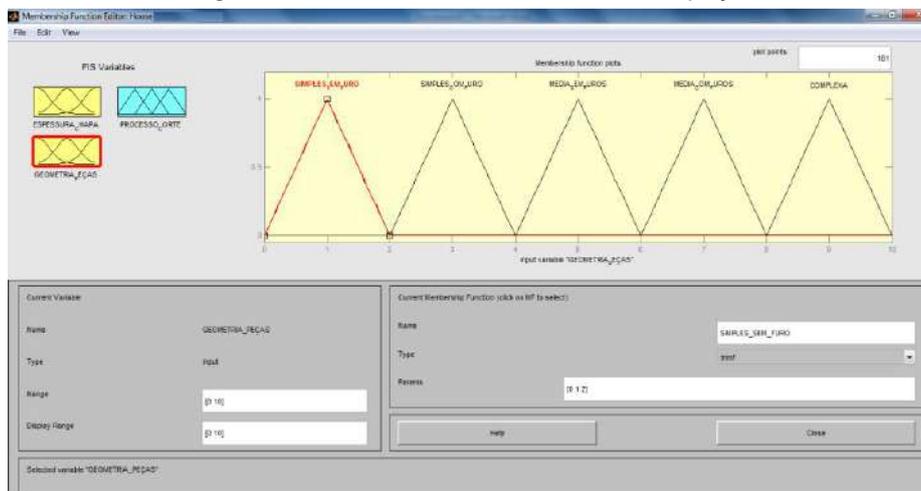
Figura 4 - Vista da tela de espessuras de chapas



Fonte: elaborado pelo autor com uso do *Matlab*

Os parâmetros qualitativos para a geometria de peça (Figura 5), foram colocados respectivamente: simples sem furo, simples com furo, média sem furos, média com furos, complexa. Foi seguida a ordem de complexidade, ou seja, partindo da geometria mais simples para a mais complexa, atribuindo-se valores de 0 até 10 respectivamente.

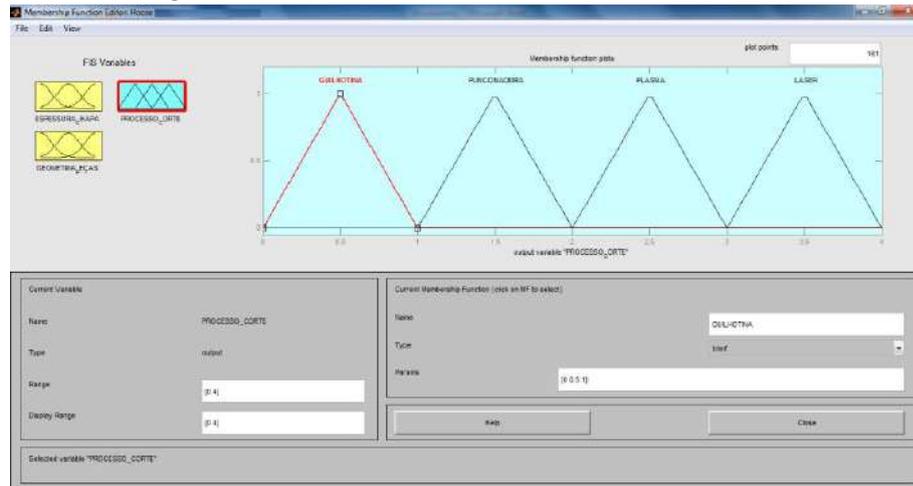
Figura 5 - Vista da tela de Geometria das peças



Fonte: elaborado pelo autor com uso do *Matlab*

Os parâmetros de corte foram inseridos respectivamente na ordem do processo mais simples até o mais complexo (Figura 6). Este dado qualitativo consiste na ordenação do processo de corte seguindo o critério de tecnologia embarcada na máquina operatriz: guilhotina, puncionadeira, plasma e *laser*.

Figura 6 - Vista da tela de Processo de corte



Fonte: elaborado pelo autor com uso do *Matlab*

Após o cadastro dos parâmetros, fez-se a elaboração das regras, onde com base no conhecimento técnico dos processistas envolvidos com os processos, foram interligados os parâmetros de entrada e saída. Conforme descrito pelos autores no caso da inferência utilizada pelo método *fuzzy*, cada conjunto de operações básicas ou regras é interligado através das letras, E e OU escolhidos, são possíveis várias versões da implicação. Isso porque, na lógica nítida, $A \rightarrow B$ (A implica B) é equivalente a várias sentenças.

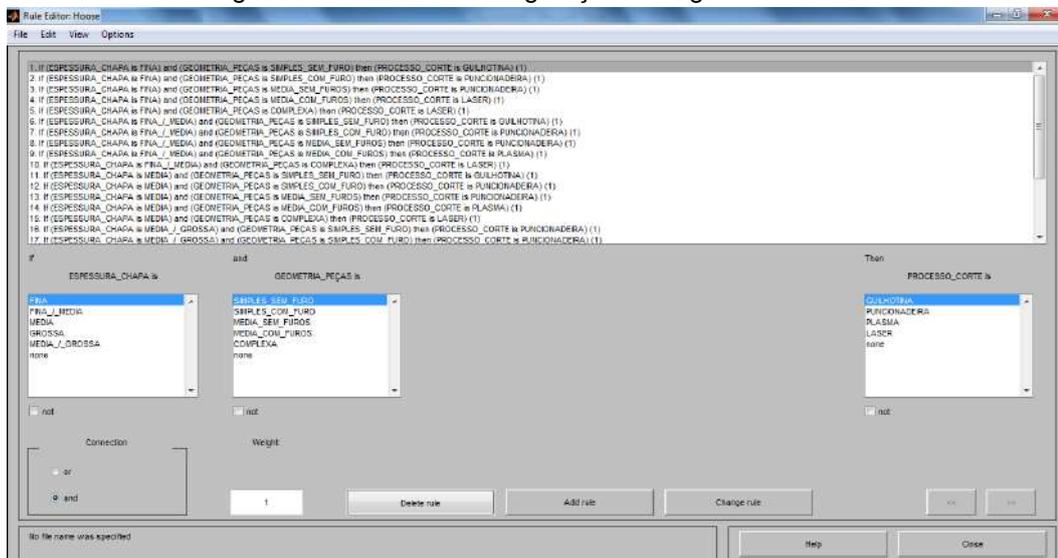
A Figura 7, apresenta a lista de regras elaboradas, onde a formação das mesmas ocorre através da interligação entre uma variável da espessura de chapa e uma variável da geometria de peça, sendo estas duas variáveis interligadas com um determinado processo de corte.

Como exemplo tem-se:

Espessura de chapa		Geometria de peça		Processo de Corte
Fina	e	Simple sem furos	então	Guilhotina
Grossa	e	Média com furos	então	Plasma

Desta forma, toda vez que for colocar uma determinada espessura e geometria de peça, como solução será apresentado qual o processo de corte ideal a ser utilizado.

Figura 7 - Vista da tela de geração de regras

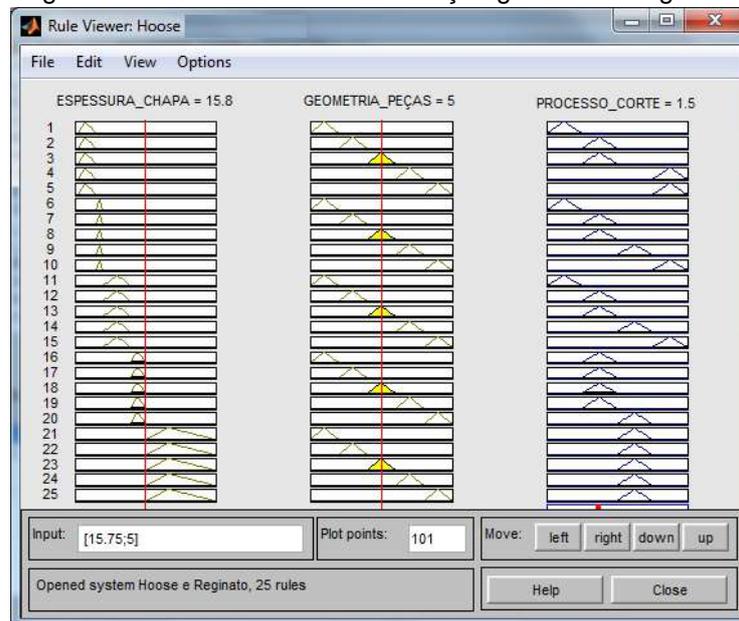


Fonte: elaborado pelo autor com uso do *Matlab*

O último passo é a elaboração das regras.

Selecionando a opção de visualizar as regras, o *Matlab* gera uma coluna de gráficos decorrente de cada parâmetro de entrada e saída que foi inserido. A tela está representada na Figura 8.

Figura 8 - Vista da Tela de visualização gráfica das regras



Fonte: elaborado pelo autor com uso do *Matlab*

Na Figura 8, percebe-se que cada espessura de chapa associada a geometria de peça terá como solução um determinado processo de corte. Estas regras foram definidas pelo conhecimento técnico do processista que as gerou e definiu como sendo os parâmetros ideais. Assim, cada combinação somente vai gerar uma solução.

Constata-se que para as chapas finas, não é o ideal utilizar o processo de corte plasma. Mas para chapas de espessura grossa este processo é o ideal.

Uma melhor identificação do resultado gerado pela formação das regras pode ser visualizada na opção gráfica do *Matlab* (Figura 9), onde percebe-se que a lógica formada é condizente com o conhecimento técnico do processista.

Observa-se que as peças com geometria simples, sem furos, especificadas com chapas de espessura fina e fina/média são processadas pelo corte em guilhotina.

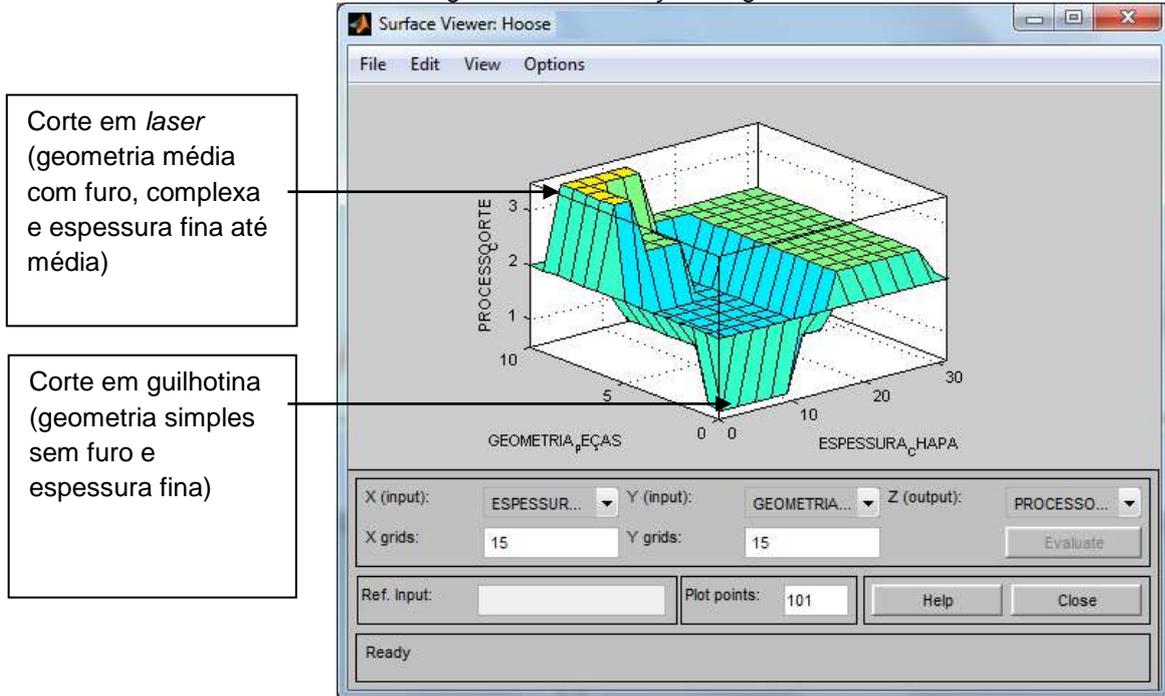
As peças com geometrias médias com furos e formas complexas, especificadas com chapas de espessura fina até média são processadas no corte em *laser*; e peças com espessuras de chapa grossa são todas processadas no corte com plasma. Este resultado pode ser observado na Figura 9.

Na Figura 10, tem-se a representação superior do gráfico e as áreas correspondem a cada processo de acordo com a geometria e espessura do material a ser utilizado.

Este gráfico procura representar um plano cartesiano, onde há valores nos eixos X e Y, conforme os dados que foram introduzidos no programa no momento da modelagem do problema.

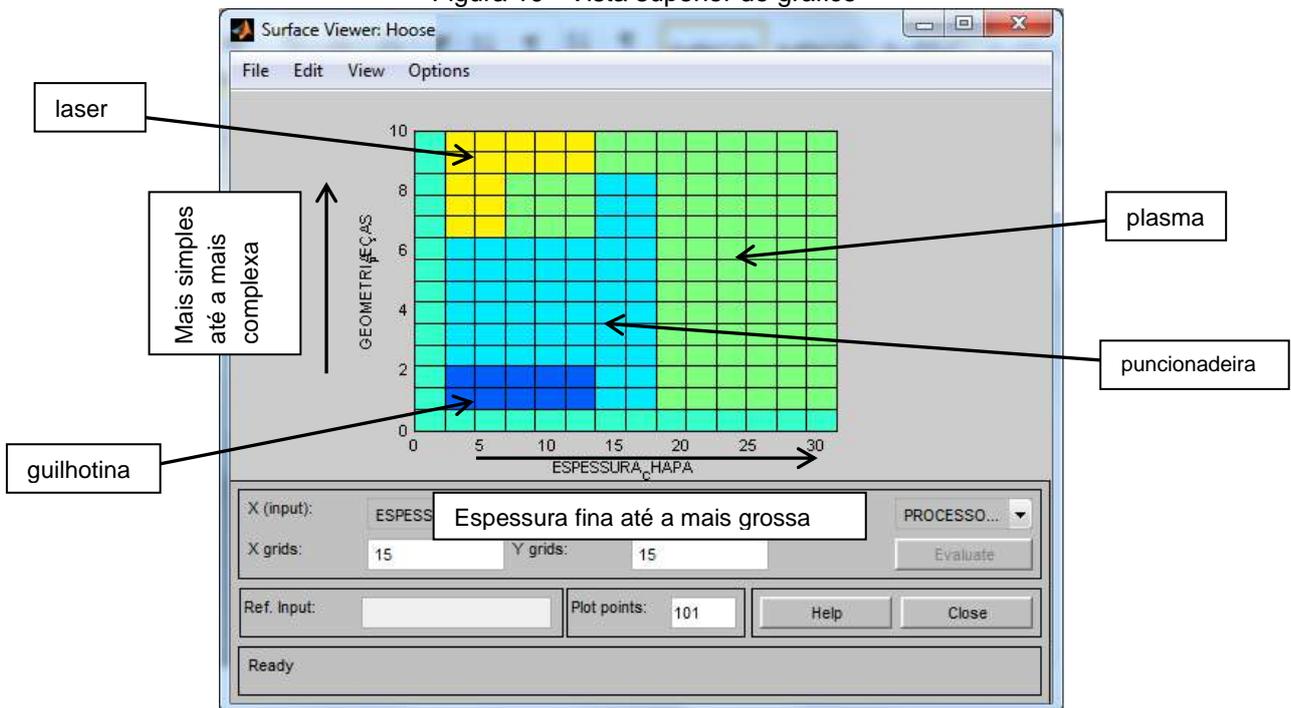
Assim as espessuras de chapas, fina até grossa, foram colocadas entre os valores correspondentes de 0,8 até 31,5 (ver Figura 4), enquanto que a geometria foi classificada seguindo um valor de 0 até 10 (ver Figura 5).

Figura 9 - Visualização do gráfico



Fonte: elaborado pelo autor com uso do *Matlab*

Figura 10 - Vista superior do gráfico



Fonte: elaborado pelo autor com uso do *Matlab*

Na Figura 10 visualiza-se que quanto menor a espessura da chapa e mais simples a geometria, o corte em guilhotina é o ideal. Assim como espessuras finas e médias, com geometrias de peças complexas, o processo de corte ideal é o *laser*.

Para espessuras grossas de material, independente da geometria da peça, o processo ideal é o corte plasma.

O processo em puncionadeira será utilizado na área das peças com espessuras fina/média até média/grossa e geometrias que variam de peças simples com furação até

geometrias médias com furos, não sendo recomendado para corte de peças com geometrias complexas.

CONCLUSÕES:

Constata-se que na modelagem do problema é possível inserir o conhecimento do processista na forma de variáveis de entrada e configuração de regras, para que se obtenha a resposta ideal. O *software* opera seguindo as regras que foram estabelecidas, sendo que ao usar os mesmos dados de entrada, como exemplo: geometria simples sem furo e espessura fina, sempre terá a mesma resposta, neste caso o corte em guilhotina. Percebe-se também que não há determinação da quantidade ideal de soluções ou regras estabelecidas, sendo esta é uma decisão do especialista que vai parametrizar a modelagem do problema.

O modelo *fuzzy*, busca simular a forma do pensamento humano. Desta forma, quando o processista precisa definir onde uma determinada peça será cortada, pode-se consultar o resultado através do modelo, servindo o mesmo de orientação na definição do processo de corte a ser utilizado.

REFERÊNCIAS:

HEMAYATKAR, Nasrin et al. Developing a fuzzy inference system to devise proper business strategies: a study on carpet industry. **Journal Of Industrial Engineering International**, [s.l.], v. 15, n. 3, p.529-544, 21 jun. 2018. Springer Science and Business Media LLC. <http://dx.doi.org/10.1007/s40092-018-0279-1>.

LUGER, George F. **Inteligência artificial**. 6. ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2013.

PATALAS-MALISZEWSKA, Justyna; KŁOS, Sławomir. An Approach to Supporting the Selection of Maintenance Experts in the Context of Industry 4.0. **Applied Sciences**, [s.l.], v. 9, n. 9, p.1848-1864, 5 maio 2019. MDPI AG. <http://dx.doi.org/10.3390/app9091848>.

SILVA, Renato Afonso Cota. **Inteligência artificial aplicada à ambientes de Engenharia de Software: Uma visão geral**. Universidade Federal de Viçosa, 2005.

YANG, Chun-ming; LIN, Kuo-ping; CHEN, Kuen-suan. Confidence Interval Based Fuzzy Evaluation Model for an Integrated-Circuit Packaging Molding Process. **Applied Sciences**, [s.l.], v. 9, n. 13, p.2623-2634, 28 jun. 2019. MDPI AG. <http://dx.doi.org/10.3390/app9132623>.

ZAMEN, Mohammad et al. Optimization methods using artificial intelligence algorithms to estimate thermal efficiency of PV /T system. **Energy Science & Engineering**, [s.l.], p.821-834, 12 abr. 2019. Wiley. <http://dx.doi.org/10.1002/ese3.312>.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



AVALIAÇÃO DA SUPERESTRUTURA DE DOIS VIADUTOS EM CONCRETO ARMADO ATRAVÉS DA APLICAÇÃO DA NBR 15307

Jorge Dalmas Braido¹, Zacarias Martin Chamberlain Pravia²

¹ Doutorando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGEng) da UPF

² Orientador, Professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGEng) da UPF

RESUMO:

Este estudo apresenta o uso da norma NBR 15307 para avaliar a superestrutura de dois viadutos em concreto armado. Esta norma utiliza um índice de vibração V para quantificar o dano. Sabe-se que a avaliação destas estruturas é normalmente atribuída a partir da inspeção visual, a qual é influenciada pelo conhecimento da equipe de inspeção. É aplicado o filtro RDT às amostras extraídas com o uso de smartphones. Os resultados indicam que os estudos de caso não apresentam danos.

INTRODUÇÃO:

A avaliação de uma ponte diz respeito a obter um indicativo da segurança da operação ao longo de uma vida útil residual, obedecendo um código específico de referência. Se baseia principalmente em resultados da avaliação de efeitos de danos e carregamentos em relação ao futuro, além de avaliar as propriedades dos materiais, a geometria e o estado estrutural da ponte (PIPINATO, 2016).

Geralmente, a avaliação é resultado da inspeção aplicada às estruturas desta categoria. Como prática de inspeção, o uso de pesquisas visuais é difundida no Brasil e em vários outros países – Estados Unidos, Canadá, o Reino Unido, França, Finlândia, Alemanha e a África do Sul (HURT e SCHROCK, 2016).

A importância da inspeção e consequente avaliação estrutural ocorre pois são a principal fonte de informação que posteriormente alimenta os sistemas de gerenciamento de pontes – BMS (Bridge Management Systems). Profissionais treinados realizam as inspeções e compilam registros feitos a mão durante as pesquisas de campo (ZANINI; FALESCHINI e CASAS, 2019).

Uma inspeção visual consistente não é simples de ser executada, particularmente quando existem muitos tipos de defeitos e quando estes não são diferenciáveis claramente, o que ocorre frequentemente em pontes. A dificuldade em diferenciar danos pode resultar em uma avaliação divergente da qual a estrutura representa na realidade.

No Brasil, a avaliação é resultado da inspeção visual, a qual é normatizada pela NBR 9452/2016: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto — Procedimento e DNIT 010/2004 – PRO: Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido –

Procedimento. Ambas são bastante parecidas, com a avaliação variando de uma nota 5 até 1, da condição excelente para a crítica.

Uma alternativa à avaliação resultante da inspeção visual é o uso de ensaios de prova de carga dinâmica. A norma NBR 15307: Ensaios não estrutivos – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas – Procedimento estabelece os critérios a serem executados para a avaliação a partir da análise de dados do comportamento estrutural de grandes estruturas. Os ensaios são executados a partir de fontes de excitação operacionais junto a definição das frequências naturais, acelerações e deslocamentos máximos, taxas de amortecimento e índice de vibração. É aplicada em: pontes; edifícios altos e torres e; barragens.

Como utiliza registros de aceleração para a avaliação, o uso de acelerômetros é indispensável. Assim, podem ser utilizados aparelhos de telefonia móvel para a realização do ensaio. O uso desta alternativa elimina o uso dos cabos, facilita a inspeção e possui maior economia.

Os smartphones são munidos de um conjunto de sensores com a capacidade de coletar dados para uma variedade de aplicações. O uso de celulares para a coleta de dados pode ser conhecido como Mobile Phone Sensing – MPS (KHAN et al, 2012).

Segundo Castellanos-Toro et al (2018), os modernos smartphones são adequados para o monitoramento estrutural dinâmico de estruturas e apresenta vantagens como: portabilidade, processamento rápido e integrado de sinais e serviços adicionais (câmera, gravador de voz, entre outros). Mais usos de smartphones podem ser encontrados em Noel et al (2017).

Ao considerar a inspeção visual subjetiva, a influência do profissional sobre a avaliação pode interferir na correta classificação da estrutura. Assim, a aplicação da norma NBR 15307 tem capacidade de definir a existência de danos a partir da obtenção de um índice de vibração. Por último, em um país como o Brasil, onde o transporte é predominantemente viário, o uso de dados torna mais confiável a avaliação de estruturas responsáveis por garantir a movimentação de economias e pessoas.

O objetivo deste trabalho é avaliar a superestrutura de dois viadutos em concreto armado a partir da aplicação da NBR 15307 e registro de dados de aceleração extraídos com um smartphone. Não são apresentados dados quanto ao tempo de medição, torções ou rotações da obra e a curva de amortecimento que relaciona a amplitude com o amortecimento. Utiliza o filtro Random Decrement Technique – RDT - para minimizar a influência das fontes de excitação sobre as amostras de aceleração extraídas.

PROVA DE CARGA DINÂMICA

NBR 15307: Ensaios não estrutivos – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas – Procedimento

Esta norma estabelece os critérios para a realização de provas de carga dinâmicas em grandes estruturas. São apresentados desde os locais de medição e os dados resultantes do ensaio: frequências de ressonância, os amortecimentos, as acelerações máximas, os deslocamentos máximos em cada frequência de ressonância e as torções ou rotações da obra.

A interpretação de resultados é realizada em gráficos da Densidade de Energia do Espectro – PSD. A PSD apresenta como um sinal distribui a energia total ao longo dos componentes da frequência (STOICA e MOSES, 2005).

A estimativa do amortecimento é realizada através do método de meia potência. A definição, porém, ocorre através dos métodos de decremento aleatório. Em casos com um grande número de medições é possível estabelecer uma curva que relaciona a amplitude e o amortecimento, a qual é importante pois apresenta a evolução do amortecimento ao longo do tempo.

Prevê a utilização de modelos numéricos que permitam a entrada com dados da geometria, propriedades estruturais e obtenção das frequências naturais para cada modo de deslocamento.

A análise dos resultados ocorre através do índice de vibração (V), o qual é adimensional e deve ser obtido em cada ponto de medição, a partir das medições quanto dos valores fornecidos pela modelagem numérica. A Tabela 1 apresenta os índices de vibração:

Tabela 1: Nível de danos em função do índice de vibração V

V	Nível de danos
10 – 30	Nenhum dano
30 – 40	Danos leves
40 – 50	Danos severos
50 - 60	Colapso

Fonte: NBR 15307 (2006)

A Equação 1 fornece o índice de vibração (V):

$$V = 10 \log(160\pi^4 A^2 f^3)$$

Equação 1

Onde:

V é o índice de vibração adimensional;

A é a amplitude de vibrações, em centímetros;

f é a frequência, em Hertz (Hz).

Random Decrement Technique – RDT

O RDT é aplicado às amostras de aceleração como um tratamento que antecede o processo de obtenção dos parâmetros de vibração. Tem a capacidade de transformar uma resposta aleatória em queda logarítmica, eliminar a influência da fonte de vibração e oferecer, como resultado, a vibração referente apenas à estrutura em forma de queda livre (COLE, 1973).

Segundo Asmussen (1997), o RDT pode ser definido como a soma de um conjunto de segmentos de séries de tempo retiradas da amostra original, com início e fim igual ao valor de uma condição de disparo adotada. Cada vez que a curva de aceleração passa pela condição de disparo – x_0 - é que um novo segmento tem início. O mesmo princípio vale para finalizar o segmento, cada vez que a curva de aceleração passa pela condição inicial é que o segmento finaliza. Assim, uma única curva é separada em trechos que na sequência do método são somados. A média desses segmentos é conhecido como assinatura RDT.

A condição de disparo adotada é a conhecida como Nível de cruzamento (Level crossing), a qual é a mais popular, minimiza a variância da amostra e maximiza o número de condições de disparo. Existem também outras condições: Local extremo (Local extremum); Ponto positivo (Positive point) e; Cruzamento zero (Zero crossing).

Para adota-la é necessário determinar a média da série de tempo através do método Root Mean Square – RMS. A Equação 2 apresenta a condição de disparo nível de cruzamento:

$$a = \sqrt{2} * \sigma_x$$

Equação 2

Onde:

σ_x é o desvio padrão da amostra.

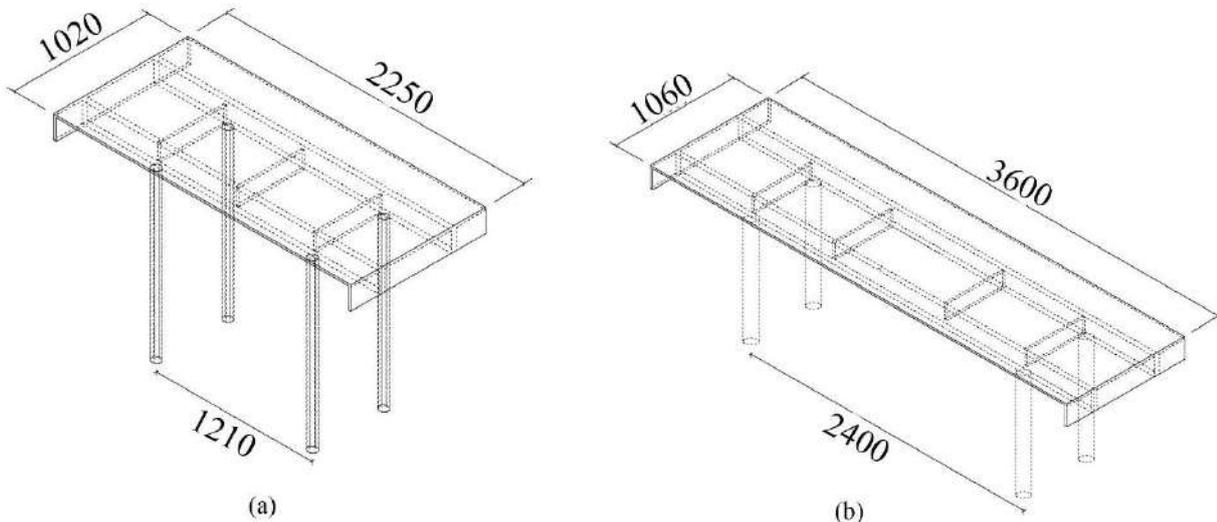
Para a definição do amortecimento através do método de decremento randômico é utilizado um número de períodos N entre o primeiro e o último pico considerados. Para minimizar a influência do ruído sobre o resultado final, é possível utilizar o guia para a escolha ideal de períodos N sugerido por Tweten, Ballard e Mann (2014).

DESENVOLVIMENTO:

Metodologia

Os estudos de caso são dois viadutos em concreto armado instalados em Passo Fundo. A Figura 1 apresenta os dois viadutos com as principais dimensões em centímetros. Em (a) Viaduto V1 e em (b) Viaduto V2.

Figura 1: Viadutos V1 (a) e V2 (b)



Fonte: Autor

A metodologia utilizada compreende o registro e o processamento das acelerações verticais que atuam sobre as estruturas em concreto devido ao tráfego de veículos.

O registro de vibrações ocorreu com o aplicativo Vibration Alarm, fornecido pela Mobile Tools. A ativação de salvamento era manual. O smartphone utilizado foi o Motorola Z force 2, o qual possui acelerômetro com resolução de $0,0023956299 \text{ m/sec}^2$ com taxa de amostragem de 428 Hz.

As medições foram realizadas em regiões próximas à metade do vão.

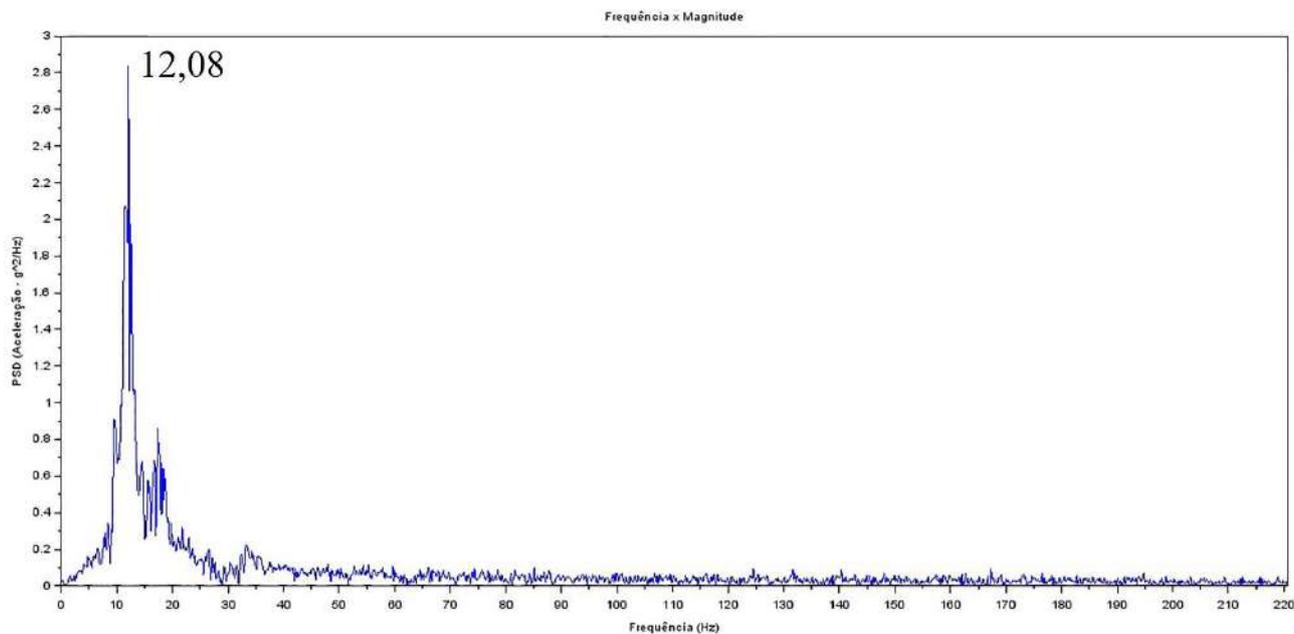
Embora a norma indique um tempo mínimo para o registro de vibrações, a duração das amostras foi estabelecido em 5 minutos.

As amostras serão processadas com os softwares Scilab e Excel. Com o Scilab será aplicado o RDT, obtidas as frequências e os amortecimentos. Com o Excel será realizada a dupla integração para a obtenção dos deslocamentos. O índice de vibração é obtido através do uso do Scilab.

Resultados

Foram extraídas seis amostras em cada viaduto. A Figura 2 apresenta um dos gráficos PSD do viaduto V1, onde é possível identificar o pico de frequência natural igual a 12,08 Hz.

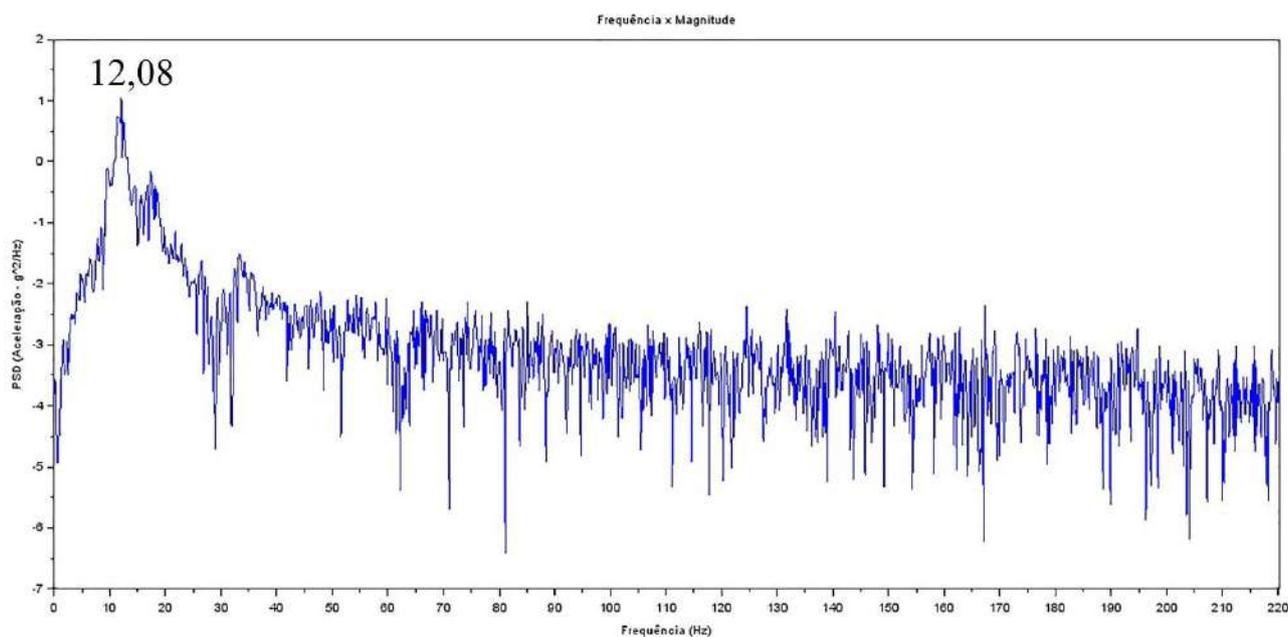
Figura 2: PSD do Viaduto V1



Fonte: Autor

A Figura 3 apresenta a amostra da Figura 2 em escala logarítmica.

Figura 3: PSD em escala logarítmica



Fonte: Autor

Os locais de medição diferem daqueles indicados pela norma 15307. Porém, como o objetivo deste estudo envolve apenas a superestrutura, não houve a preocupação em posicionar o acelerômetro sobre a área onde estão os pilares.

Embora não seja apresentado, estes mesmos estudos de caso tem sido acompanhados desde o ano de 2013. Portanto, possuem modelos numéricos em elementos finitos (FEM), onde é possível verificar frequências naturais iguais a 12,03 Hz no modelo do viaduto V1 e 7,57 Hz no viaduto V2 ambas no modo de flexão (PRAVIA e BRAIDO, 2015).

Para o viaduto V1, a média da frequência natural (12,30 Hz) apresentou uma diferença de 2,03% em relação à frequência natural de flexão do modelo numérico (12,03 Hz).

Para o viaduto V2, a média da frequência natural (6,58 Hz) apresentou diferença de 13,07% em relação à frequência natural de flexão do modelo numérico (7,57 Hz). As amostras 9 (16,49 Hz) e 11 (15,87 Hz) apresentaram à frequência da fonte de excitação operacional e por isso foram descartadas.

Os valores de amortecimento obtidos através do método da meia potência servem apenas como uma estimativa do amortecimento. É comum que os valores referentes à metade da potência passem por uma interpolação pois não coincidem com dados realmente medidos.

Os amortecimentos em decremento randômico apresentaram valores próximos ou maiores que 3% nos dois estudos de caso considerados.

Com valores baixos ou negativos, os índices de vibração indicaram que tanto o viaduto V1 como V2 não apresentam danos.

Os resultados obtidos no viaduto V1 são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Resultados obtidos em V1

Viaduto	Am.	ω (Hz)	a_{max} (m/s ²)	d_{max} (cm)	$\xi\%$ (Hpm)	$\xi\%$ (Ld)	V	Nível de dano
V1	1	12,49	0,2446	1,25x10 ⁻⁴	2,40	3,30	-7,40	Nenhum dano
	2	12,32	0,3394	1,73x10 ⁻⁴	1,76	3,83	-1,26	Nenhum dano
	3	12,16	0,3652	1,84x10 ⁻⁴	2,37	3,00	-0,54	Nenhum dano
	4	12,46	0,2075	1,01x10 ⁻⁴	2,16	3,75	-11,78	Nenhum dano
	5	12,31	0,3391	7,52x10 ⁻⁴	3,17	2,87	28,02	Nenhum dano
	6	12,08	0,2512	7,78x10 ⁻⁴	4,23	3,42	28,11	Nenhum dano
Média		12,30			2,68	3,36		
Desvio Padrão		0,1633			0,89	0,39		
Variância		0,0267			0,79	0,15		

Am = amotra; ω = frequência natural; a_{max} = aceleração máxima; d_{max} = deslocamento máximo; $\xi\%$ (Hpm) = amortecimento através do método de meia potência; $\xi\%$ (Ld) = amortecimento por decremento randômico; V índice de dano

Fonte: Autor

Os resultados obtidos no viaduto V2 são apresentados na Tabela 3

Tabela 3: Resultados obtidos em V2

Viaduto	Am.	ω (Hz)	a_{max} (m/s ²)	d_{max} (cm)	$\xi\%$ (Hpm)	$\xi\%$ (Ld)	V	Nível de dano
V2	7	6,68	0,0560	$2,29 \times 10^{-5}$	2,16	2,82	-60,18	Nenhum dano
	8	6,55	0,0500	$1,93 \times 10^{-5}$	2,41	3,45	-64,17	Nenhum dano
	9*	16,49	0,0335	-	-	-	-	-
	10	6,58	0,0417	$1,22 \times 10^{-5}$	2,32	2,85	-73,17	Nenhum dano
	11*	15,87	0,0285	-	-	-	-	-
	12	6,54	0,0489	$1,99 \times 10^{-5}$	2,39	3,19	-63,66	Nenhum dano
Média		6,58			2,31	3,08		
Desvio Padrão		0,0637			0,11	0,30		
Variância		0,0041			0,01	0,09		

*Amostras descartadas

Am = amostra; ω = frequência natural; a_{max} = aceleração máxima; d_{max} = deslocamento máximo; $\xi\%$ (Hpm) = amortecimento através do método de meia potência; $\xi\%$ (Ld) = amortecimento por decremento randômico; V índice de dano

Fonte: Autor

CONCLUSÕES:

Considerando a metodologia adotada, a norma NBR 15307 prevê o uso de filtros passa baixa, os quais eliminam frequências naturais indesejadas. O uso do RDT foi adequado para o viaduto V1 pois minimizou a interferência da fonte de excitação.

O mesmo não se pode afirmar do viaduto V2, já que as amostras 9 e 11 foram descartadas devido a frequências naturais referentes à fonte de excitação operacional. Além disso, maior diferença entre o modelo numérico e as amostras experimentais foram observadas. Assim, embora de simples aplicação, o uso do RDT deve ser realizada em casos onde já se possui uma estimativa dos parâmetros dinâmicos envolvidos na análise.

As frequências naturais das amostras 9 e 11 do viaduto V2 apresentam acelerações máximas menores que as demais onde o RDT foi incapaz de filtrar as amostras. Porém, nenhuma afirmação em relação ao desempenho do filtro RDT em amostras com acelerações com menor intensidade podem ser realizadas.

Os valores do índice de vibração se enquadram na condição 'Nenhum dano' ou apresentaram valores negativos. Acredita-se que estes índices representam a condição de operação atual das superestruturas. Esta afirmativa considera, além dos modelos numéricos criados, as inspeções realizadas nos estudos de caso a partir de 2013, onde foram encontrados apenas danos em fase inicial e sem a capacidade de comprometer a operação dos estudos de caso.

Segundo Casas e Rodrigues (2015), embora seja atrativo estabelecer uma avaliação a partir de um critério simplificado e confiável da vibração em estruturas, esta tarefa ainda está em desenvolvimento. A intensidade da vibração não possui a habilidade de apresentar as diferenças entre condições boas ou ruins. Em alguns casos, o uso do índice de vibração apresenta a tendência de diminuir o índice de dano com o aumento da vibração, o que não é adequado.

Portanto, para a obtenção de resultados mais confiáveis, o uso desta norma deve vir acompanhada de inspeções visuais, modelos numéricos e posse de projetos originais.

REFERÊNCIAS:

ASMUSSEN, J, C. **Modal analysis based on the Random Decrement Technique – Application to Civil Engineering Structures**, Aalborg Univeristy, Dinamarca (Tese de doutorado), 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15307/2006 Ensaios não destrutivos – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas - Procedimento**, 2006.

CASAS, R, J; RODRIGUES, F. Bridge Condition and Safety Based on Measured Vibration Level. In: **IABSE Workshop: Safety, Robustness and Condition Assessments of Structures**, Helsinki, Finland, 2015.

CASTELLANOS-TORO, S; MARMOLEJO, M; MARULANDA, J; CRUZ, A; THOMSON, P. Frequencies and damping ratios of bridges through Operational Modal Analysis using smartphones, **Construction and Building Materials**, p. 490-504, 2018. Disponível em: < <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.089> >

COLE, A, H. On-line failure detection and damping measurement of aerospace structures random decrement signatures, **NASA CR-2205**, 1973.

HURT, M; SCHROCK, D, S. **Highway bridge maintenance planning and scheduling**. 1 Ed. Reino Unido: Elsevier, 2016. 337 p. ISBN: 978-0-12-802069-2.

KHAN et al. Mobile Phone Sensing Systems: A Survey, **IEEE Communications Surveys & Tutorials**, v. 15, p. 1-26, 2012. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.1109/SURV.2012.031412.00077> >

NOEL et al. Structural Health Monitoring using Wireless Sensor Networks: A Comprehensive Survey, **IEEE Communications Society**, v. 19, p. 1403 – 1423, 2017. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.1109/COMST.2017.2691551> >

PIPINATO, A. **Innovative bridge design handbook: construction, rehabilitation and maintenance**, 1 Ed., Oxford, Reino Unido: Butterworth Heinemann, 2016. ISBN 978-0-12-800058-8

PRAVIA, Z. M. C.; BRAIDO, J. D. Measurements of bridges' vibration characteristics using a mobile phone. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo, v. 8, p. 721-743, 2015. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952015000500009> >

STOICA, P; MOSES, R. **Spectral analysis of signals**, 1 ed., Prentice Hall, Inc., 2005. ISBN 0-13-113956-8

TWETEN, J, D; N, BALLARD, Z; MANN, P, B. Minimizing error in the logarithmic decrement method through uncertainty propagation, **Journal of Sound and Vibration**, p. 2804-28011, 2014. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2014.02.024> >

ZANINI, A, M; FALESCHINI, F; CASAS, R, J. State-Of-Research on Performance Indicators for Bridge Quality Control and Management, **Frontiers in built environment**, p. 1-20, 2019. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.3389/fbuil.2019.00022> >



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



ANÁLISE NUMÉRICA DA ESTABILIDADE ELÁSTICA DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO SUBMETIDOS À FLEXÃO

Felipe Castelli Sasso¹, Zacarias Martin Chamberlain Pravia²

¹ Acadêmico do Curso de Engenharia Civil, Universidade de Passo Fundo

² Orientador, Professor do Curso de Engenharia Civil, Universidade de Passo Fundo

RESUMO: O presente trabalho apresenta a análise numérica da estabilidade elástica de perfis formados a frio, mais especificamente perfis de seção transversal U simples, pelo Método dos Elementos Finitos, buscando avaliar a influência da espessura dos perfis no modo de instabilidade dos mesmos, quando submetidos à flexão. As análises numéricas foram realizadas utilizando o *software* ANSYS Mechanical 19.2, no qual todo processo da análise foi elaborado em linguagem APDL. Com o objetivo de comparar os valores obtidos pelo método numérico aos valores obtidos pela norma brasileira ABNT NBR 14762:2010, analisou-se o momento crítico elástico e o momento fletor de flambagem local elástica dos perfis. Para o estudo, foram analisados quatro perfis com variação na espessura de suas respectivas seções transversais. As análises mostraram que apenas o perfil com maior espessura perde sua estabilidade lateralmente e com torção, os demais perfis tiveram uma instabilidade local.

Palavras-chave: estabilidade elástica; perfis formados a frio; método dos elementos finitos

1. INTRODUÇÃO

Entre as estruturas de aço utilizadas na construção civil, atualmente, os perfis formados a frio (PFF) possuem grande notoriedade devido a possibilidade de obtenção de uma grande variedade de formas de seções transversais, o que se deve ao dobramento a frio (em temperatura ambiente) das chapas planas. Tal variedade e seu baixo custo de fabricação, são vantagens que esses perfis apresentam quando comparados aos perfis laminados e soldados. Quanto as suas aplicações, de acordo com Silva, Pierin e Silva (2014), os PFF são utilizados de forma eficiente em galpões de pequeno e médio porte, coberturas, mezaninos, casas populares e edifícios de pequeno porte.

Segundo Carvalho, Grigoletti e Barbosa (2014), em comparação aos perfis laminados, a produção de PFF possui um custo mais baixo, pois, por ser composto de chapas delgadas, os mesmos possuem maior leveza, o que proporciona uma maior facilidade de fabricação, manuseio e transporte, não sendo necessários grandes maquinários para o seu içamento.

Devido a utilização de chapas delgadas, o que eleva a relação entre largura e espessura dos elementos planos da seção transversal de um PFF, esses elementos estão

sujeitos a perda da estabilidade local, ou seja, a flambagem local. Além dessa, os perfis formados a frio que possuem seção aberta, segundo Cheng, Kim e Li (2012) possuem uma baixa rigidez à flexão lateral e à torção, o que os torna mais suscetíveis à flambagem distorcional e à flambagem lateral com torção.

Desta forma, o presente trabalho tem como objetivo avaliar no regime elástico a estabilidade de perfis de aço formados a frio, de seção U, comparando o momento crítico de estabilidade elástica obtido pelo Método dos Elementos Finitos e o momento crítico de estabilidade elástica obtido pelo Método da Seção Efetiva, de acordo com os procedimentos de dimensionamento da ABNT NBR 14762:2010.

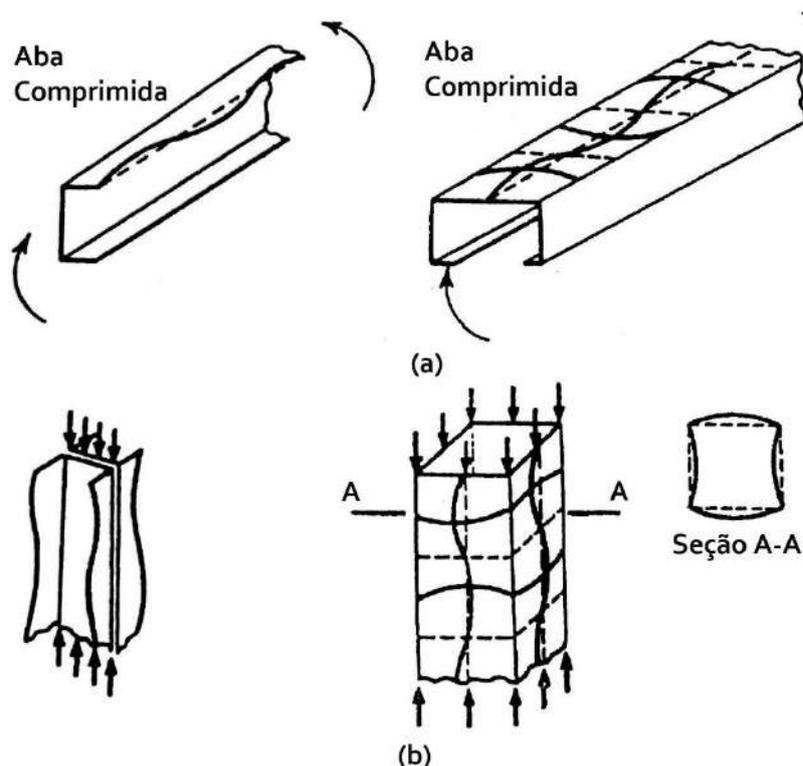
2. DESENVOLVIMENTO

2.1 Estabilidade de perfis formados a frio

As vigas de aço submetidas à flexão, possuem uma parte tracionada e outra comprimida. Nos elementos metálicos onde atuam os esforços de tração, não há problema de estabilidade, tendo como estados limites últimos o escoamento da seção transversal bruta do perfil ou a ruptura da seção transversal efetiva. Porém, quando comprimidos, os elementos metálicos podem atingir a ruptura por escoamento ou, o que é mais comum, ocorrer falha por perda de estabilidade local ou global, fenômeno conhecido como flambagem (JAVARONI, 2015, p. 9).

A flambagem local em elementos planos comprimidos (Figura 1) ocorre com tensões inferiores à tensão de escoamento do aço, desta forma, os acréscimos de tensão são redistribuídos para as partes enrijecidas do elemento, esse fenômeno é chamado de resistência pós-flambagem. O comportamento dos elementos enrijecidos sob tensões de compressão uniformes, na perda de estabilidade local, envolve deslocamentos do elemento perpendiculares ao seu plano, com a linha entre os elementos de placa permanecendo retas.

Figura 1 – Flambagem local de elementos comprimidos. (a) Vigas. (b) Colunas.



Fonte: Adaptado de Yu (1985)

A flambagem distorcional, que também é um modo de instabilidade local, ocorre com deslocamentos laterais e rotações das partes que compõe a seção transversal do perfil. O que a difere da flambagem local dos elementos planos é a não existência da resistência pós-flambagem. Quando submetidos à flexão, ocorre a flambagem da parte comprimida da alma juntamente com a aba, podendo haver translação da seção na direção normal à alma (JAVARONI, 2015, p. 12).

Segundo Yu (1985), um elemento fletido carregado no plano da alma, pode girar e deslocar horizontalmente, como também pode deslocar verticalmente. Esse fenômeno é conhecido como flambagem lateral com torção e também ocorre com tensões inferiores à tensão característica do aço. A flambagem lateral com torção é um exemplo de flambagem global, tal como a flambagem por flexão e a flambagem por torção.

2.2 Considerações analíticas

Para Silva, Pierin e Silva (2014), o dimensionamento correto dos perfis formados a frio é dependente de uma análise não linear. Porém, podem ser empregadas expressões diretas, deduzidas a partir de teorias simplificadas e calibradas de forma empírica ou de teorias mais avançadas. Desta forma, com a finalidade de fazer uma análise comparativa entre o modelo analítico e o modelo numérico, utilizou-se o momento fletor de flambagem local elástica (Equação 1) como o momento fletor crítico. Tal equação é fornecida pela ABNT NBR 14762:2010, item 9.8.2.2.

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

Para a determinação do momento fletor de flambagem local elástica, foi utilizada uma rotina de cálculo para dimensionamento de perfis formados a frio, elaborada no *software* SMath Studio Desktop (ANDREY IVASHOV, 2019), onde todo o processo de dimensionamento é realizado pelo Método da Seção Efetiva, de acordo com ABNT NBR 14762:2010.

Tanto para o modelo analítico, quanto para o numérico, foram consideradas as propriedades mecânicas de um aço ASTM A36, com módulo de elasticidade longitudinal de 200 GPa, tensão de escoamento igual a 250 MPa e um coeficiente de Poisson de 0,3.

Também para ambas análises, foram utilizados quatro perfis tabelados pela norma brasileira ABNT NBR 6335:2012, variando apenas a espessura dos mesmos. Os perfis estão representados na Tabela 1.

Tabela 1 – Perfis utilizados para análise da estabilidade elástica

Perfis	Altura da alma (mm)	Largura da aba (mm)	Espessura (mm)	Vão (mm)
U 150x50x2,00	150	50	2,00	3000
U 150x50x2,25	150	50	2,25	3000
U 150x50x2,65	150	50	2,65	3000
U 150x50x3,00	150	50	3,00	3000

Fonte: Autor (2019)

2.3 Análise numérica

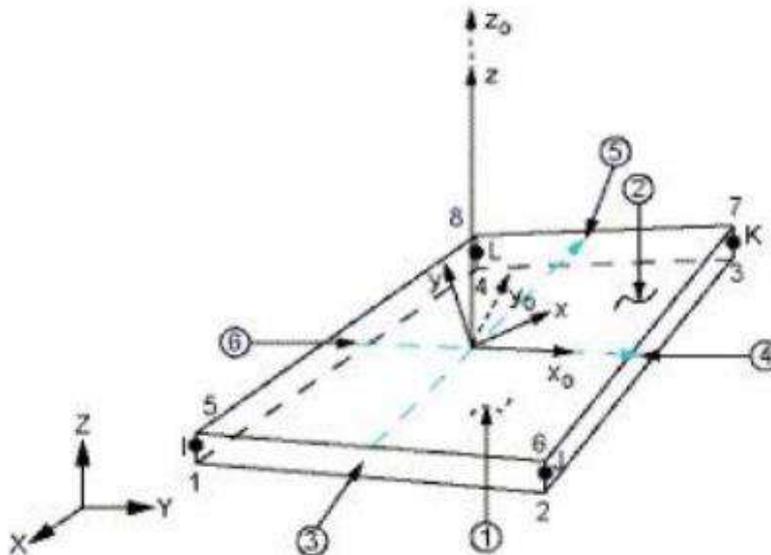
As análises numéricas foram realizadas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), o qual gera soluções aproximadas a partir dos resultados de alguns pontos, os chamados pontos discretos. Dessa maneira, quanto mais discretizado for o elemento, mais próximo da realidade será o resultado.

Para a análise pelo MEF, utilizou-se o *software* ANSYS Mechanical 19.2 (ANSYS, 2019), no qual todo o pré-processamento de dados, processamento e pós-processamento, foi realizado pela linguagem de programação própria do software, a ANSYS Parametric Design Language (APDL). Entre as possíveis análises que o *software* realiza, para a obtenção do momento fletor crítico de instabilidade elástica, fez-se uma análise de *Eigen Buckling*, também chamada de Análise de Flambagem ou Análise Elástica de Estabilidade.

2.3.1 Características do modelo numérico

Nos perfis em estudo, utilizou-se o elemento de casca SHELL181 para a discretização do modelo, o qual é composto por quatro nós, tendo seis graus de liberdade cada: translações nas direções X, Y e Z, e rotação em relação aos eixos X, Y e Z. Esse elemento mostrou-se adequado em diversos estudos já realizados, tanto para análises lineares quanto para análises não-lineares com altas tensões e rotações. O elemento de casca SHELL181 está ilustrado na Figura 2.

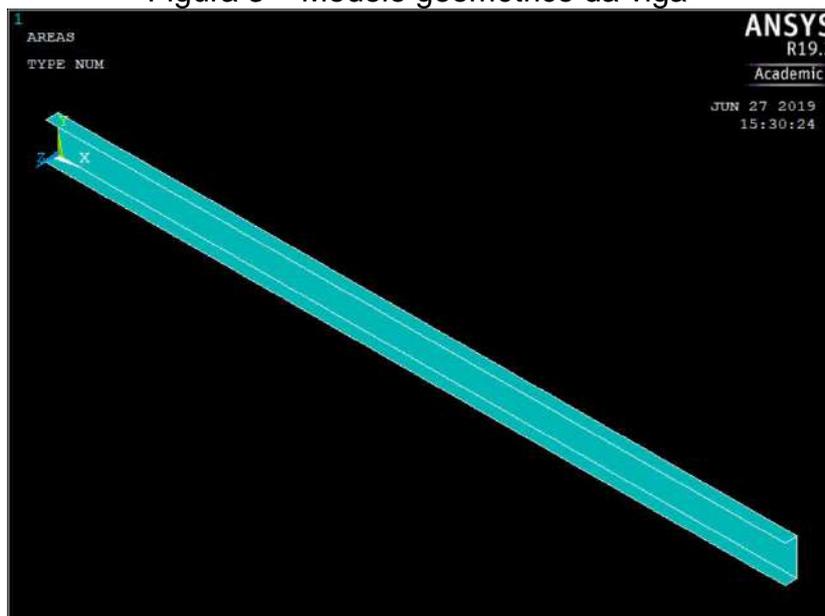
Figura 2 – Elemento de casca SHELL181



Fonte: ANSYS (2019)

A geometria dos elementos estruturais analisados, bem como as propriedades mecânicas de seu material, são as mesmas utilizadas nos modelos analíticos e também estão representadas na Tabela 1. A Figura 3 ilustra o modelo geométrico da viga.

Figura 3 – Modelo geométrico da viga

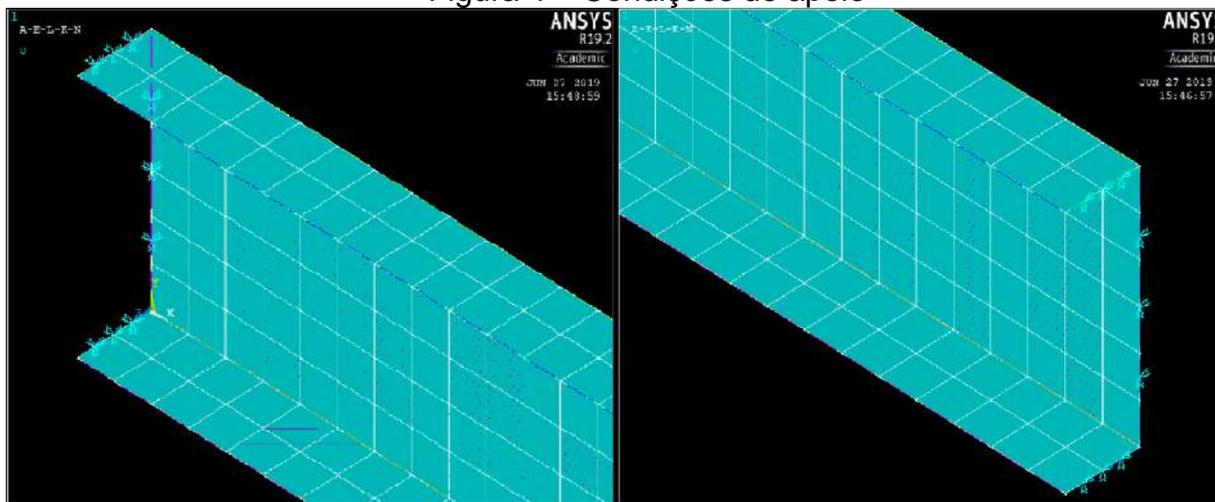


Fonte: Autor (2019)

2.3.2 Condições de apoio e carregamento

Com o objetivo de simular uma viga isostática, simplesmente apoiada, em uma extremidade do elemento estrutural restringiu-se as translações em X, Y e Z (U_x , U_y e U_z) em toda a seção transversal do perfil e, na outra extremidade, também em toda a seção transversal, apenas as translações em Y e Z (U_y e U_z). As restrições nas extremidades da viga podem ser vistas na Figura 4.

Figura 4 – Condições de apoio



Fonte: Autor (2019)

Para a análise linear elástica de estabilidade, aplicou-se uma carga distribuída em toda a aba superior do perfil. Essa, que é a carga crítica de flambagem, foi obtida pela Equação 2, em função do módulo elástico do perfil, da tensão de escoamento do material, do comprimento da viga e da largura da aba do perfil.

$$q = \frac{W f_y^8}{l^2 b_f} \quad (2)$$

2.4 Resultados e discussão

Após a realização das análises elásticas de estabilidade e, feita a comparação entre os valores obtidos nas mesmas com os obtidos analiticamente, percebe-se que além do aumento do momento resistente, avaliando o erro absoluto entre os dois métodos, a diferença é mínima. Os valores podem ser vistos na Tabela 2.

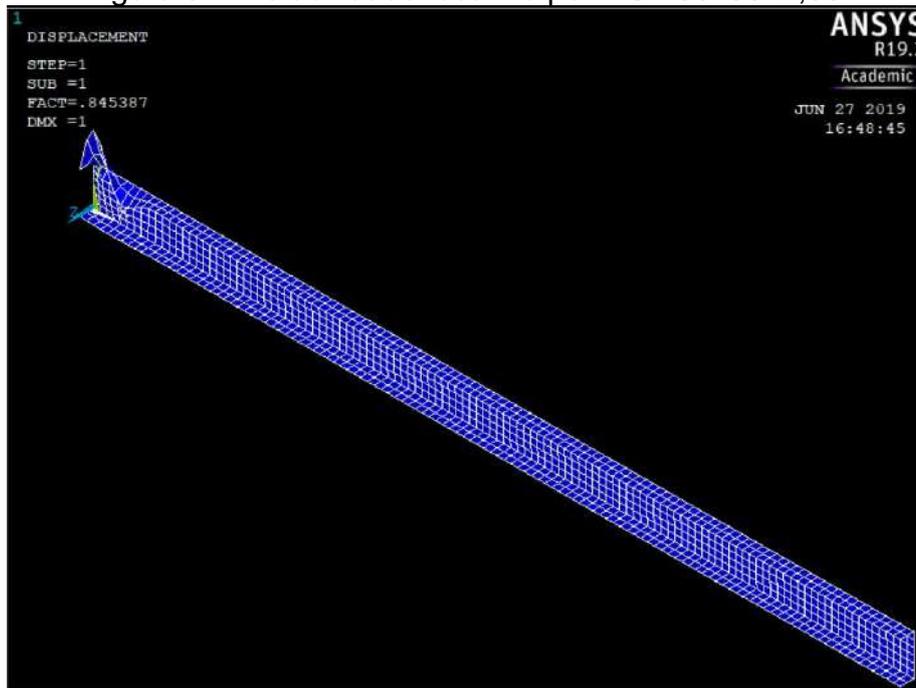
Tabela 2 – Resultados dos momentos críticos elásticos de estabilidade

Perfis	Momento Resistente (kN.m) MEF	Momento Resistente (kN.m) NBR 14762:2010	Erro Relativo (%)	Erro Absoluto (kN.m)
U 150x50x2,00	4,47	5,16	13,37	0,69
U 150x50x2,25	6,76	7,28	7,08	0,52
U 150x50x2,65	12,29	11,75	4,37	0,54
U 150x50x3,00	17,44	16,85	3,39	0,59

Fonte: Autor (2019)

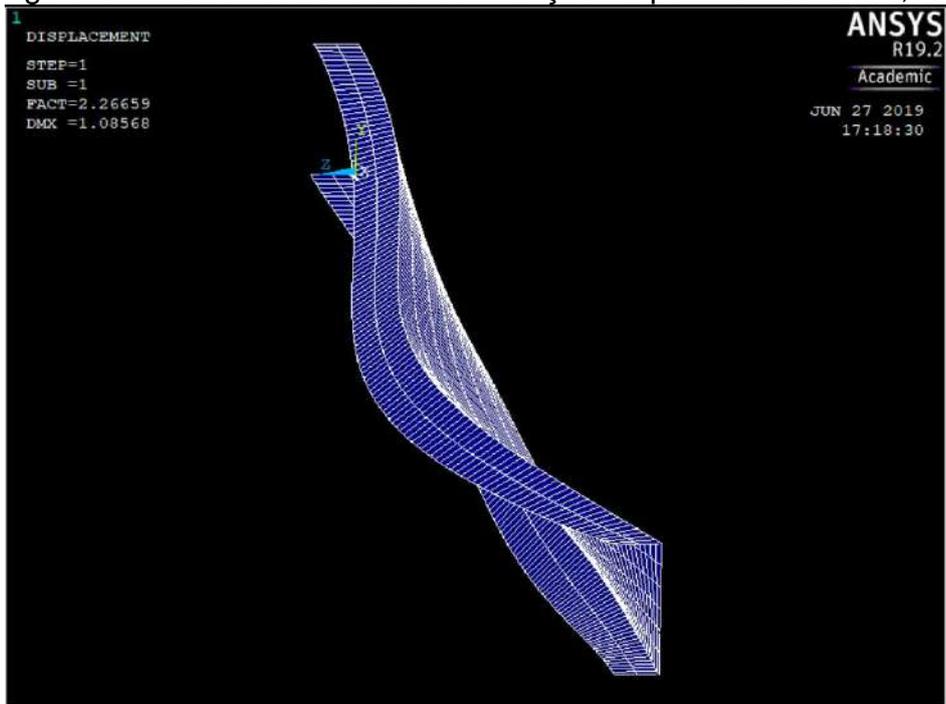
Outra observação que pode ser feita, é que houve instabilidade lateral com torção apenas no perfil com maior espessura, ou seja, no U 150x50x3,00. Nos outros perfis, antes de perder a estabilidade lateralmente, ocorre uma instabilidade local na aba comprimida. A Figura 5 ilustra a perda de estabilidade de forma local no perfil U 150x50x2,00, enquanto a Figura 6 mostra a instabilidade lateral com torção no perfil U 150x50x3,00.

Figura 5 – Instabilidade local no perfil U 150x50x2,00



Fonte: Autor (2019)

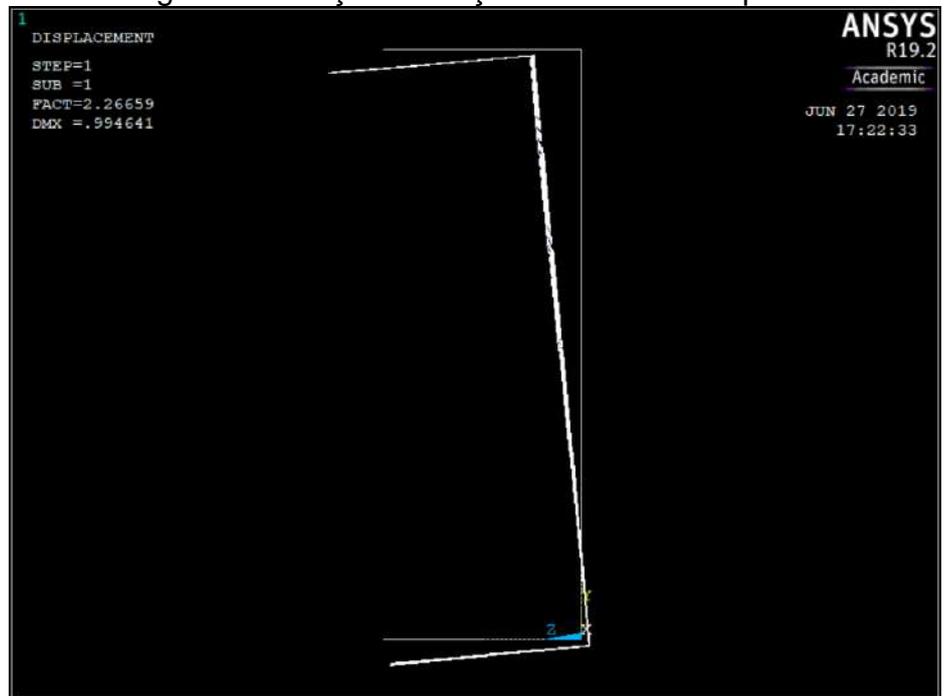
Figura 6 – Instabilidade lateral com torção no perfil U 150x50x3,00



Fonte: Autor (2019)

Também pode ser visto, na Figura 7, a torção na seção transversal do perfil no meio do vão, analisando a seção indeformada e deformada.

Figura 7 – Torção na seção transversal do perfil



Fonte: Autor (2019)

3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos neste trabalho estão de acordo com a bibliografia, pois para relações entre largura e espessura mais altas, obteve-se instabilidade local e ao diminuir essa relação, chegou-se a instabilidade lateral com torção, o que caracteriza uma instabilidade global. Outro ponto importante para a validação do trabalho, foi a proximidade entre os resultados obtidos numericamente e analiticamente, uma vez que não há resultados experimentais para fins comparativos. Desta forma, tem-se como proposta futura, a continuação da pesquisa com uma análise experimental de estabilidade elástica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

ANDREY IVASHOV. **SMath Studio Desktop**. 2019. Disponível em: <https://en.smath.com/view/SMathStudio/summary>. Acesso em: 27 jun. 2019.

ANSYS. **ANSYS Mechanical, version 19.2**. 2019.

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

_____. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2012.

CARVALHO, P. R. M. de; GRIGOLETTI, G.; BARBOSA, G. D. **Curso básico de perfis de aço formados a frio**. 3. ed. Porto Alegre: [s. n.], 2014.

CHENG, Shan-shan; KIM, Boksun; LI, Long-yuan. **Lateral-torsional buckling of cold-formed channel sections subject to combined compression and bending**. Journal of Constructional Steel Research, [s. l.], p. 174-180, 29 out. 2012.

JAVARONI, C. E. **Estruturas de aço**: dimensionamento de perfis formados a frio. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

SILVA, E. L.; PIERIN, I.; SILVA, V. P. e. **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: Instituto Aço Brasil / CBCA, 2014.

YU, W. W. **Cold-formed steel design**. Nova York: Wiley-Interscience, 1985.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



PROJETO DE VIGAS ALVEOLARES DE AÇO USANDO MEF

Catarina Monteiro da Câmara¹, Zacarias Martin Chamberlain Pravia²

¹ Engenheira Civil, ex-aluna do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo

² Orientador, Professor Dr. do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Passo Fundo

RESUMO: Este trabalho tem como objetivo determinar o momento fletor resistente de vigas de aço casteladas, utilizando-se o método dos elementos finitos. Para tal, realizou-se análises de flambagem elástica com o auxílio do software comercial ANSYS 18.0. Previamente, com o intuito de validar o modelo numérico, preparou-se os modelos das vigas de alma cheia de seção equivalente e comparou-se os resultados com os obtidos a partir da prescrição da ABNT NBR 8800:2008. Após, foram modeladas seis vigas casteladas ensaiadas experimentalmente por ZIRAKIAN e SHOWKAT (2006) comparando-as com as vigas de perfis originais calculadas a partir da ABNT NBR 8800:2008.

INTRODUÇÃO:

Após o surgimento da solda elétrica no século passado, obtiveram-se novas alternativas para otimizar as estruturas e minimizar os custos e uma delas, foram as vigas casteladas de aço. Embora as vigas casteladas encontraram-se muito utilizadas por países desenvolvidos até os anos de 1960, caíram em desuso devido ao custo da mão de obra para realizar o corte e solda das peças, porém com o avanço da automação na década de noventa, as vigas casteladas voltaram a ser competitivas devido as suas vantagens estruturais e arquitetônicas (VIEIRA, VERÍSSIMO, et. al., 2015). Para RODRIGUES (2007), as vigas alveolares de aço constituem-se de um traçado especial de um perfil I, onde é possível transformá-lo em dois T's, recortando-o e soldando-o de forma que os furos sejam formados pela solda de cada "T" adjacente. Segundo BEZERRA (2011), esse processo pode aumentar em até 50% a altura do perfil original sem aumentar o seu peso, resultando-se em estruturas leves e com maior inércia, logo com maior capacidade a flexão. Além disso, as aberturas formadas pelo corte e pela solda permitem a passagem de tubulação nas estruturas. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 cita apenas no anexo I, a proposta de realizarem-se furos ao longo da alma, porém não aborda sobre o dimensionamento de vigas alveolares. Por isso, esse trabalho tem como objetivo verificar a estabilidade lateral de vigas alveolares de aço do tipo casteladas, utilizando-se o método dos elementos finitos e em seguida a comparação dos resultados com as vigas de perfil original, conforme a recomendação da ABNT NBR 8800:2008.

Palavras-Chave: Vigas alveolares de aço. Método dos Elementos Finitos. Instabilidade Lateral.

DESENVOLVIMENTO:

Para alcançar os resultados propostos nesse trabalho, primeiro realizou-se uma análise crítica de referências bibliográficas sobre vigas alveolares de aço. Desse modo, o modelo numérico foi processado com base nos dados experimentais disponibilizados por ZIRAKIAN e SHOWKAT (2006), onde os autores propuseram avaliar a distorção da alma de seis vigas casteladas em escala real. A tabela 1 contém as características geométricas das vigas analisadas.

Tabela 1 - Características das vigas casteladas em (mm)

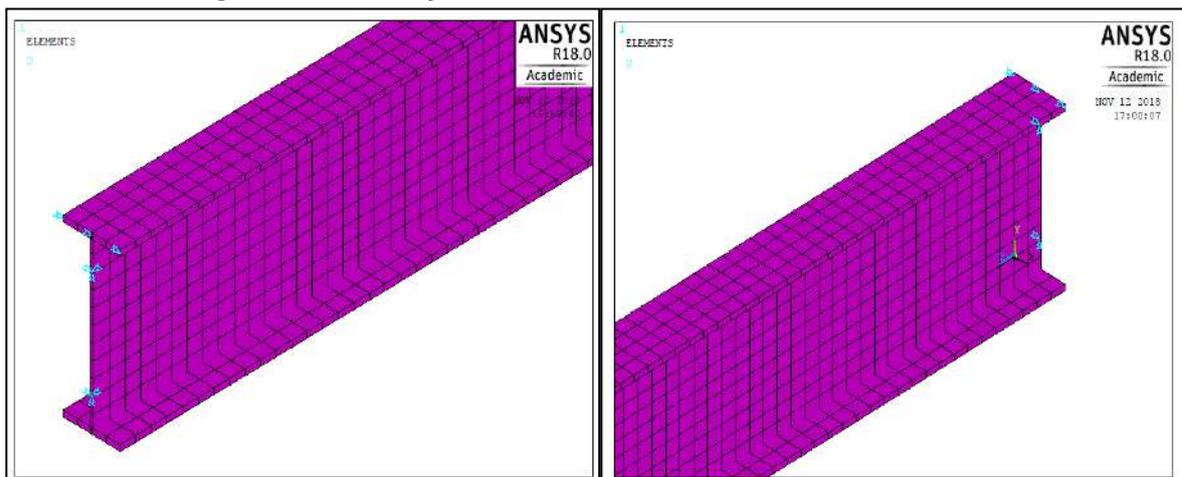
Viga	Largura da Mesa (bf)	Espessura da mesa (tf)	Altura da alma (h)	Espessura da alma (tw)	Altura do furo (h0)	Base do furo (b0)	Largura do furo (a0)	Vão (L)
IPE 12	64	6.3	180	4.4	120	60	120	5200
IPE 12	64	6.3	180	4.4	120	60	120	4400
IPE 12	64	6.3	180	4.4	120	60	120	3600
IPE 14	73	6.9	210	4.7	140	70	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: Autores.

Utilizou-se o aço A572-GRAU 50 da Gerdau com módulo de elasticidade de 200 GPa, resistência ao escoamento f_y de 345 Mpa e resistência a ruptura f_u igual a 450 MPa. Para a análise numérica utilizou-se o elemento finito Shell 181, composto por quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó: translações nas direções X, Y e Z e rotação aos eixos X, Y e Z. O elemento é adequado para análises lineares e não-lineares físicas e geométricas.

Considerou-se todas as vigas simplesmente apoiadas, restringiu-se do lado esquerdo das vigas os segundos nós adjacentes as mesas superior e inferior nas direções X, Y e Z e do lado direito restringiu-se os mesmos nós apenas nas direções X e Y. Os movimentos na direção X foram impedidos em cada extremidade dos nós na mesa superior. É importante salientar que a aplicação das restrições mostrou-se grande influenciador nos resultados. A figura 1 evidencia a configuração das restrições no modelo numérico.

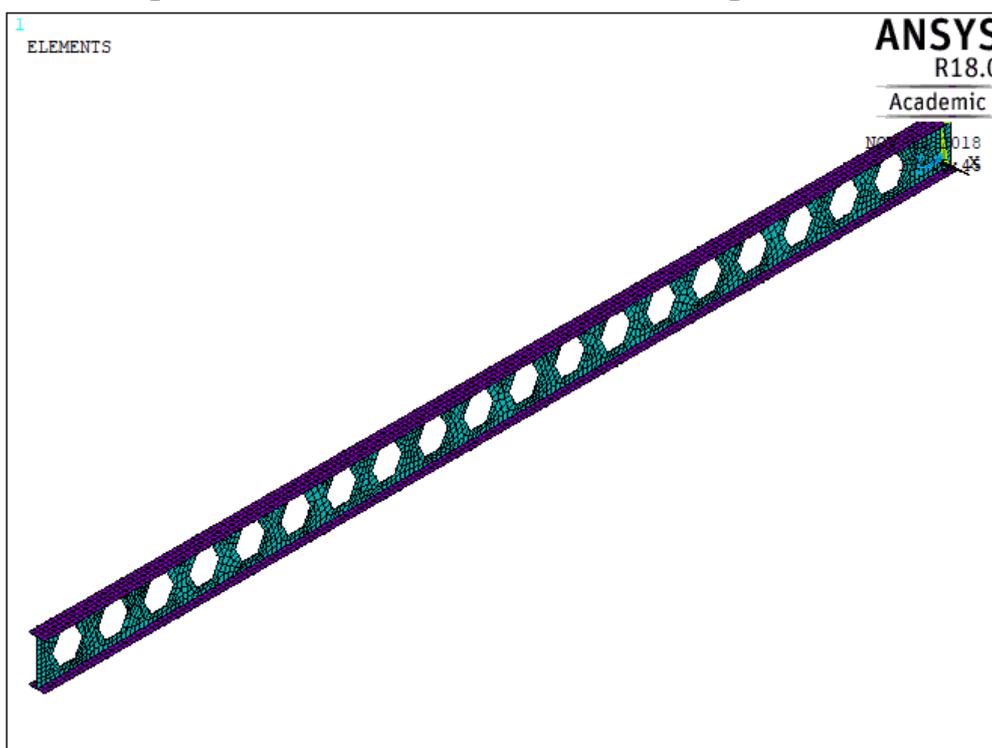
Figura 1 – Condições de contorno do modelo numérico



Fonte: Autores.

Refinou-se a malha de elementos finitos de modo que os resultados apresentando entre uma análise e outra obtivesse uma diferença de 3%, por isso considerou-se apropriado uma malha de elementos finitos quadrilateral de 17,5 mm. A figura 3 identifica a estrutura da malha no modelo numérico da viga castelada.

Figura 2 - Malha de elementos finitos da viga castelada



Fonte: Autores.

Para a aferição do modelo numérico, inicialmente realizou-se a modelagem das vigas maciças de perfil equivalente e determinou-se através de uma análise linear de flambagem elástica o momento fletor resistente das vigas. Essa determinação foi obtida a partir da inserção do valor de carga crítica no modelo, sendo essa determinada através do produto do módulo de resistência elástica relativo ao eixo de flexão pela tensão de escoamento do aço. Os resultados obtidos foram comparado com as vigas calculas através da prescrição

da ABNT NBR 8800:2008, no qual as diferenças variaram entre 0,32% e 16,37%, desse modo, considerou-se bons resultados.

Após, foram modeladas as seis vigas casteladas descritas na tabela 1. Os resultados dos momentos resistentes a flambagem lateral com torção foram obtidos através do produto do primeiro modo de flambagem pelo módulo de resistência elástico relativo ao eixo de flexão, por fim dividiu-se todos os produtos pelo coeficiente de ponderação do aço.

Em seguida, calculou-se as vigas de perfil original através da prescrição da ABNT NBR 8800:2008 e comparou-se os resultados obtidos, com os resultados das vigas casteladas. As tabelas 2 e 3 mostram os resultados obtidos através das duas análises.

Tabela 2 - Comparação dos resultados para a viga IPE 12

IPE 12	Lb (m)	Momento Resistente (kN.m)		Diferença Percentual (%)
		Viga Castelada (Ansys)	Viga de alma cheia original (ABNT NBR 8800:2008)	
	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: Autores.

Tabela 3 - Comparação dos resultados para a viga IPE 14

IPE 14	Lb (m)	Momento Resistente (kN.m)		Diferença Percentual (%)
		Viga Castelada (Ansys)	Viga de alma cheia original (ABNT NBR 8800:2008)	
	3,6	11,68	11,81	-1,11
	4,4	10,0	9,35	6,5
	5,2	8,61	7,76	7,4

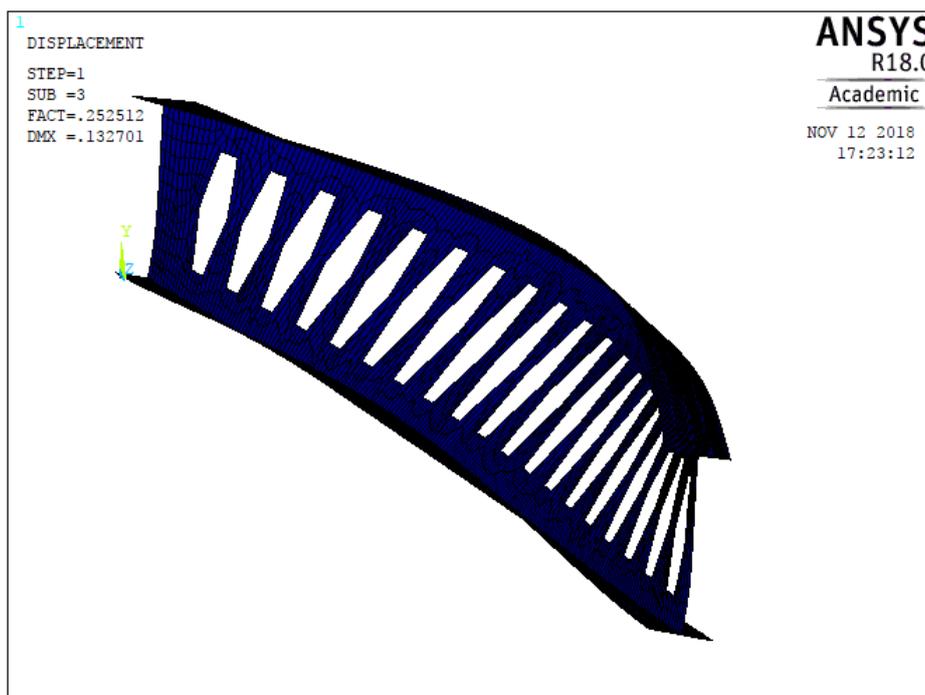
Fonte: Autores.

Uma primeira observação a ser discutida, é que o método dos elementos finitos mostrou-se eficiente para determinar o momento fletor resistente das vigas casteladas, haja vista que apresentou bons resultados na aferição do modelo numérico. Também se observou que 83% das vigas casteladas apresentaram melhores resultados quando comparadas com as vigas de perfil original. Esse ganho na resistência ocorreu devido ao incremento de 33% na altura do perfil.

Observa-se também que as vigas casteladas de perfil IPE 12 e IPE 14, apresentaram diferenças significativas quando comparadas com o perfil original, isso demonstra que a escolha do perfil intervém nos resultados dos momentos resistentes. Além disso, para a viga de perfil IPE 14 com 3,6 metros de comprimento destravado, houve uma menor resistência quando comparada com o perfil original, isso decorre-se devido a falha pelo mecanismo de Vierendeel, pois as vigas predispostas a esse modo de falha, possuem comprimento de solda maior e comprimentos destravados menores, caso desse perfil.

Outro aspecto importante nas análises é que à medida que o comprimento destravado aumenta, a diferença percentual dos resultados também aumenta, ou seja, isso ocorreu devido ao acréscimo na inércia no qual contribui na capacidade à flexão das vigas. A figura 3 esclarece o modo de flambagem da viga castelada.

Figura 3 - Modo de flambagem da viga castelada



Fonte: Autores.

CONCLUSÕES:

O trabalho elaborou análises de flambagem elástica para a determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço casteladas. Utilizou-se para o dimensionamento o método dos elementos finitos, no qual mostrou-se apropriado para a verificação das vigas casteladas, como das vigas de alma cheia, desde que não haja flambagem local da alma e da mesa.

As pesquisas também mostraram que o modelo geométrico e o comprimento destravado atuam como fatores preponderantes no dimensionamento da instabilidade lateral, além disso observou-se que o comprimento destravado está relacionado com a instabilidade lateral, de modo que que a medida que o comprimento aumenta, o momento resistente a flambagem lateral com torção reduz.

Portanto, concluiu-se que as vigas de aço casteladas obtiveram melhores resultados quando comparadas com as vigas de perfil original, além disso as vigas casteladas permitem a passagem de tubulação nas estruturas.

AGRADECIMENTOS:

A empresa Stabile Engenharia pelo software Mcalc3D 5, para a verificação das vigas de aço de alma cheia segundo as normas brasileiras.

REFERÊNCIAS:

ANSYS. Version, 18.0. 2017.

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.

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.

PARENTE, E. **Introdução ao método dos elementos finitos.** Apresentação em Power Point, 2007.

RODRIGUES, F. **Comportamento estrutural de vigas de aço com abertura na alma.** 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

VIEIRA, W. B. et. al. Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas casteladas de aço com ênfase na flambagem da alma. **Ciência e Engenharia**, v. 24, p. 105-113, 2015.

ZIRAKIAN, T.; SHOWKATI. S. **Distorcional buckling of castellated beams.** **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, p. 863-871, 2006.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



FERRAMENTA EDUCACIONAL PARA CÁLCULO DE TREM-TIPO EM PONTES ATRAVÉS DE PLATAFORMA ONLINE

Charles Jaster de Oliveira¹, Charles Henrique Ferreira², Jennifer Pereira da Cruz³, Nicholas Gabriel Terbeck⁴

¹ Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Positivo.

^{2, 3, 4} Acadêmicos do Curso de Engenharia Civil da Universidade Positivo.

RESUMO: A evolução da sociedade adjunto a necessidade de utilização de múltiplas classes de veículos sobre as estruturas de pontes, torna imprescindível o estudo de diferentes combinações de cargas atuantes sobre essas estruturas. O propósito deste trabalho é o desenvolvimento de um programa computacional baseado na antiga NBR 7188:1984 e a atual NBR 7188:2013, através da geração de trem-tipo longitudinal para pontes de duas longarinas, com o cálculo da linha de influência segundo princípio de Muller-Breslau. Programado em linguagem JavaScript tem disponibilidade gratuita na web e objetiva a interação com seus usuários. O software apresenta situações de cálculo para trem-tipo positivo e negativo, além de propiciar o memorial de cálculo, de forma a contribuir no processo de aprendizagem. Por fim, otimizando o tempo e garantindo diversas aplicações, a ferramenta educacional com intuito didático, viabiliza progressos no estudo e avanços tecnológicos cada vez mais condizentes com a realidade.

INTRODUÇÃO:

A tecnologia aliada ao processo de aprendizagem propicia acesso a novos conhecimentos, unindo o conceito à prática de forma mais íntegra. Esse desenvolvimento tem se mostrado cada vez mais ágil, através da troca e interação entre os indivíduos, segundo Oliveira (2004). Desse modo, o uso de ferramentas de tecnologia incorporadas nas universidades tem se mostrado indispensável, uma vez que elas concebem conexões ao conhecimento de maneira mais eficiente.

Estudos voltados ao comportamento estrutural de pontes rodoviárias quando sujeitas a cargas dinâmicas têm se intensificado ao redor do mundo, dada a considerável evolução do modal rodoviário. A consideração de coeficientes de majoração, conhecidos como coeficientes de impacto ou coeficientes de amplificação dinâmica, é essencial no cálculo das solicitações geradas pelos veículos rodoviários, tendo em vista que o aumento da capacidade de carga dos veículos submete as estruturas de pontes a diferentes cenários, de acordo com Metz (2019).

Em especial as cargas móveis, englobadas no grupo das cargas acidentais, que atuam sobre as pontes através da circulação de veículos sobre seu tabuleiro, representadas por um veículo padronizado pela norma, conhecido como trem-tipo. O processo de determinação do trem-tipo normativo, segundo ABNT NBR 7188: 2013, utiliza o princípio de Müller-Breslau, baseado no princípio dos deslocamentos virtuais na determinação das linhas de influência, de acordo com Soriano (2013).

O intuito desse trabalho é demonstrar a importância do uso da ferramenta computacional em uma linguagem JavaScript, na análise de como as estruturas de pontes se comportam quando sujeitas à cargas móveis, através da obtenção dos chamados trem-tipo normativos. O programa foi criado e disponibilizado em plataforma online e gratuita, considerando os veículos padrão ABNT NBR 7188 em suas diferentes versões, sendo possível adicionar o coeficiente de impacto.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA:

As cargas atuantes sobre as pontes se dividem em permanentes (cargas mortas), acidentais (cargas vivas) e excepcionais, de acordo com Noronha (1939). As ações acidentais possuem ocorrência considerável na vida útil de uma estrutura de pontes, devido à circulação de veículos e peso de pessoas sobre os tabuleiros, de acordo com Soriano (2013).

Cargas Móveis

As cargas móveis inseridas no grupo das cargas acidentais dinâmicas são provenientes do peso dos veículos e pedestres. Elas podem causar reações de apoio e esforços de mesma ordem de grandeza (ou superior) do que o efeito causado pelas ações permanentes nas estruturas de transposição. Os pesos dos veículos são classificados como cargas úteis e apresentam acréscimos em suas solicitações quando combinados com as imperfeições das vias, ocasionando os efeitos de impacto vertical, de acordo com Pfeil (1983). Desse modo, a concepção estrutural deve levar em consideração o fato de que as cargas úteis caminham em diferentes posições sobre o tabuleiro, de forma a evidenciar os pontos mais desfavoráveis. Devido à versatilidade das características dos veículos de carga, assim como as inúmeras combinações que os mesmos podem ocasionar, as normas determinam cargas de cálculo que compõem os veículos tipo, de acordo com Pfeil (1983). A norma vigente define valores característicos para cargas móveis rodoviárias de veículos sobre os pneus e ações de pedestres.

A NBR 7188:1984 estabelece três classes estruturais, classe 45, 30 e 12, as quais estão sujeitas as características dos veículos conforme a Figura 1.

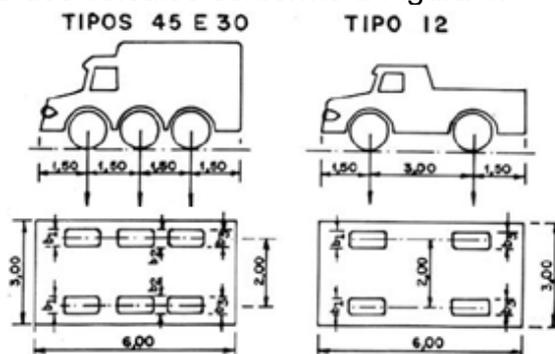


Figura 1 – Configuração dos veículos tipo 45, 30 e 12 (ABNT NBR 7188 (1984)).

As cargas uniformemente distribuídas, assim como as demais cargas atuantes em ambas as classes, variam com a posição estudada e são condicionadas as diretrizes normativas conforme Tabela 1, onde p representa a carga distribuída de multidão e p' a carga de passeio.

Tabela 1 – Cargas de projeto segundo ABNT NBR 7188: 1984.

Classe da ponte	Peso total do veículo	Cargas uniformemente distribuídas	
	P (kN)	p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)
45	450	5	3
30	300	5	3
12	120	4	3

A norma vigente NBR 7188:2013 é uma atualização da antiga NBR 7188:1984, concebida de modo a acompanhar a evolução do modal rodoviário. O veículo padrão TB-450 da atual

versão normativa, possui carga total de 450 kN, enquanto o TB-240 possui carga total de 240 kN, ambos com as mesmas configurações geométricas da classe 45 e 30 da NBR 7188:1984, conforme mostrado anteriormente na Figura 1. As cargas distribuídas nos passeios p' são iguais para ambas as classes, variando a carga distribuída de multidão p de acordo com a classe da ponte, conforme a Tabela 2.

Tabela 2 - Cargas de projeto segundo ABNT NBR 7188:2013

Classe da ponte	Cargas uniformemente distribuídas		
	Peso total do veículo P (kN)	p (kN/m ²)	p' (kN/m ²)
450	450	5	3
240	240	4	3

A atual NBR 7188:2013 determina que as cargas móveis sejam posicionadas na situação mais crítica da ponte, inclusive na faixa de segurança e acostamentos. As cargas distribuídas devem ser aplicadas na posição mais desfavorável, independente das faixas rodoviárias, de acordo com NBR 7188:2013. Os veículos idealizados pela norma chamados trem-tipo são posicionados sobre o tabuleiro na direção do tráfego, buscando sempre as situações mais críticas. As áreas carregadas com cargas distribuídas variam a cada posição estudada, porém, as mesmas não costumam ser consideradas em áreas que produzam a redução das solicitações, de acordo com Pfeil (1983). Não é habitual contemplar trens-tipo negativos, porém, a ciência da existência dos mesmos é de suma importância.

Coeficiente de impacto

As cargas móveis produzem os chamados efeitos dinâmicos, pois, a variação do estado de equilíbrio da estrutura se procede com velocidade finita, sendo considerada uma situação de estabilidade no sentido da estática, somente através de simplificações, de acordo com Noronha (1939). O movimento proveniente da massa dos veículos no sentido vertical para baixo adjunto as condições das vias em que transitam, causa um acréscimo nas forças aplicadas em estruturas de pontes através de suas rodas. Visto isso a NBR 7188:2013 aconselha a consideração de um coeficiente de impacto $\phi > 1$, o qual majora a carga estática equiparando seus efeitos aos das cargas dinâmicas, de acordo com Bernardo (1974). O coeficiente demonstrado pela Tabela 3 é composto pelo coeficiente de impacto vertical (CIV), coeficiente do número de faixas (CNF) e coeficiente de impacto adicional (CIA).

Tabela 3 – Coeficiente de Impacto.

Coef. de Impacto Vertical (CIV):	Coef. do Número de Faixas (CNF):	Coef. de Impacto Adicional (CIA):
<ul style="list-style-type: none"> CIV = 1,35 para estruturas com vão menor que 10 metros; CIV = $1 + 1,06 \cdot (20 / (\text{Liv} + 50))$, onde: Liv = "L" para estruturas de vão estático, onde considera-se a média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos ou; Liv = comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço. L = vão em metros. 	<ul style="list-style-type: none"> CNF = $1 - 0,05 \cdot (N - 2) > 0,9$, onde: N = Número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. 	<ul style="list-style-type: none"> CIA = 1,25 para obras em concreto ou obras mistas; CIA = 1,35 para obras metálicas.

Ainda relativo ao CIV, para vãos acima de 200,00m se faz necessário estudo específico para consideração da amplificação dinâmica, de acordo com Timerman, Beier (2012). Assim, o coeficiente de impacto é dado pela seguinte equação (1):

$$\phi = \text{CIV} \cdot \text{CNF} \cdot \text{CIA} \quad (1)$$

Linhas de influência

O processo do traçado das LI utiliza o método gráfico criado em 1983 pelo professor e engenheiro Henrich Müller Breslau, batizado como Principio de Müller Breslau ou Teorema Dual, de acordo com Leet, Uang, Gilbert (2009).

As linhas de influência de reação de apoio para fins de pré-dimensionamento podem ser definidas como a própria Linha de Distribuição Transversal de Carga (LDT), devido um processo de simplificação com a consideração de uma rótula na ligação laje-longarina. Dessa forma, o efeito de torção é desprezado e as cargas de reação de apoio em cada longarina são facilmente identificadas e determinadas, conforme Figura 2.

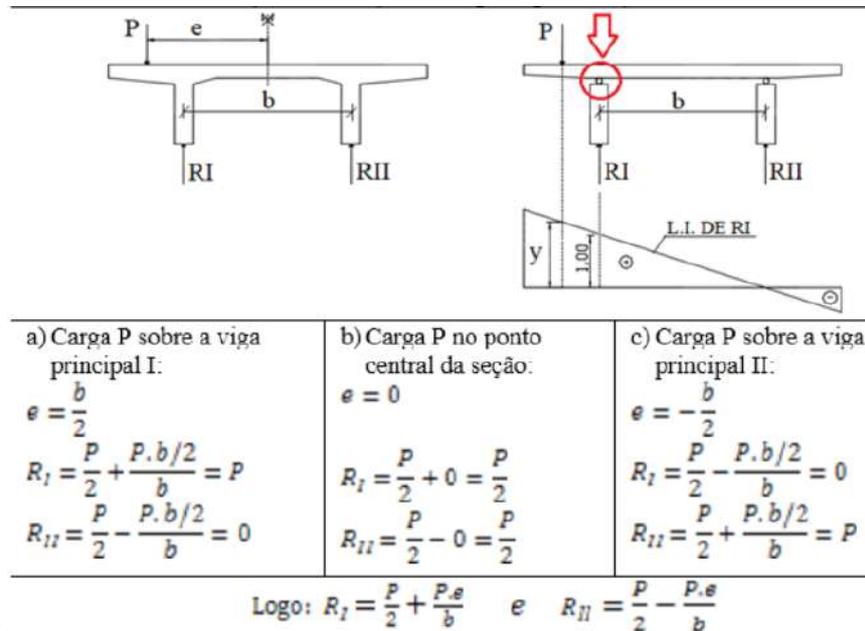


Figura 2 – Consideração das reações de apoio para traçado da Linha de Influência.

DESENVOLVIMENTO:

O estudo realizado segue uma forma parametrizada de seção transversal do tabuleiro de uma ponte, possuindo 2 longarinas com balanços nas extremidades conforme Figura 3, onde o usuário deverá estabelecer as medidas: A e E (passeios), B e D (acostamentos) e C (vão central).

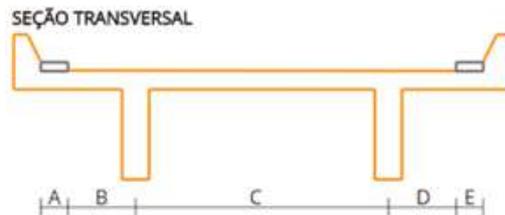


Figura 3 – Seção transversal parametrizada.

Na entrada de dados, deve se selecionar qual o veículo tipo que a ponte será submetida, de acordo com a NBR 7188:1984 (12, 30 ou 45) e a NBR 7188:2013 (TB-240 ou TB-450), cada qual com suas dimensões seguindo a respectiva norma. A partir do posicionamento do trem tipo na situação mais crítica, conforme sugerido pela NBR 7188:2013, o usuário deverá selecionar a consideração de carga na face ou no eixo da roda.

Através de um programa computacional em linguagem *JavaScript*, solicita-se como entrada de dados a classe da estrutura, a qual define as dimensões e cargas atuantes. Em seguida, o usuário deve selecionar o trem tipo desejado (positivo ou negativo), considerações de posicionamento de carga (face ou eixo), coeficiente de impacto e, por fim, a geometria da seção transversal parametrizada na Figura 3. A partir dessa inserção de dados, o programa calcula a linha de influência de reação de apoio para a longarina pelo Princípio de Müller-Breslau, segundo a NBR 7188. Todo o fluxo de programação segue o fluxograma da Figura 4. O código computacional encerra-se com um relatório em formato PDF, contendo um memorial de cálculo de todas as etapas para obtenção do trem-tipo longitudinal.

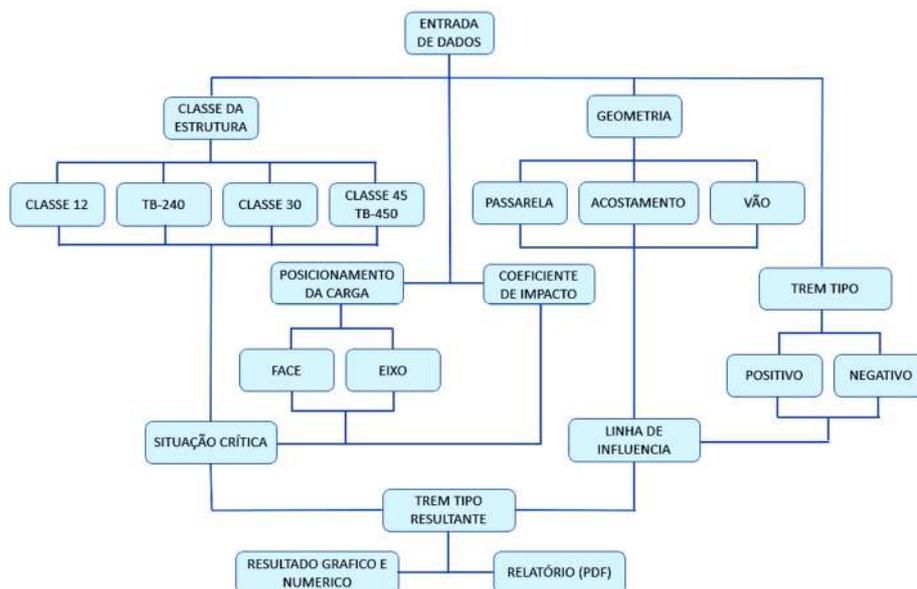


Figura 4 – Ordem do desenvolvimento de cálculo pelo aplicativo.

Para a validação do programa, foram realizados 6 exercícios retirados da bibliografia de Junior (2006), Pinho (2007), Marchetti (2008), Eller (2011) e Araujo (2018), conforme evidencia a Figura 5.

Referência	Geometria da seção transversal (em metros)	Coefficiente de impacto (φ)	Classe	Trem tipo longitudinal resultante
JUNIOR(2006)		1,344	Classe-45	
PINHO(2007)		não adotado	Classe-30	
MARCHETTI(2008)		não adotado	Classe-45	
ELLER(2011)		não adotado	Classe-45	
ARAUJO(2018)		1,309	TB-450	
ARAUJO(2018)		1,741	TB-450	

Figura 5 – Exercícios retirados da bibliografia padrão na área de estruturas de Pontes.

Selecionou-se, dentre os seis anteriores, um exercício retirado de um projeto realizado por Araujo (2018), onde se propõe uma estrutura com seção transversal sem passarela e coeficiente de impacto de 1,741, sabendo que a construção é de uma ponte em concreto armado, com uma faixa de trânsito e 4 metros de balanço, de acordo com o que mostra a Figura 6. Conforme os dados expostos anteriormente, obtêm-se o trem-tipo resultante para a ponte em questão, mostrada na Figura 7.

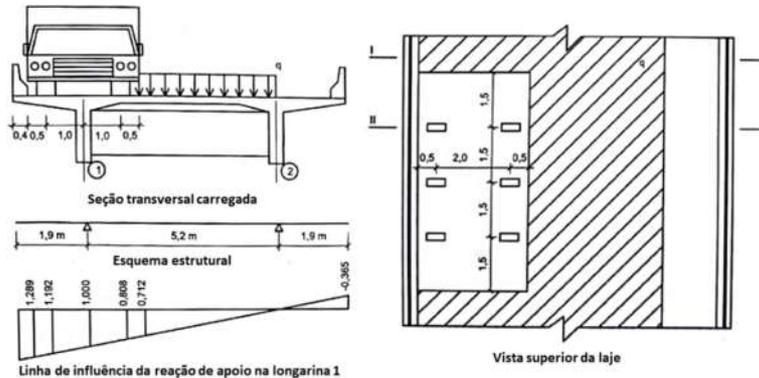


Figura 6 - Seção transversal considerada.

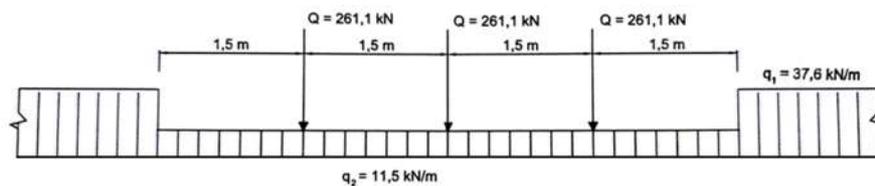


Figura 7 - Trem-tipo positivo resultante

Desta forma, utilizando os mesmos valores da seção transversal da ponte usada por Araujo (2018) em seu projeto, compara-se o trem-tipo positivo resultante do programa, mostrado na Figura 8, com o calculado manualmente pelo autor citado.

TREM-TIPO NBR 7188

Selecione a classe da estrutura:

- Classe 12 (NBR 7188/1984) TB-240 (NBR 7188/2013)
- Classe 30 (NBR 7188/1984) Classe 45 (NBR 7188/1984) e TB-450 (NBR 7188/2013)

Selecione o trem-tipo resultante:

- Trem-tipo positivo Trem-tipo negativo

Posicionamento da trem-tipo:

- Carga de roda no eixo [Exemplo](#) Carga de roda na face [Exemplo](#)

Coefficiente de Impacto:

- Desconsiderar Coeficiente de Impacto Considerar Coeficiente de Impacto : [Exemplo](#)

Geometria:

Digite o comprimento do passeio esquerda da ponte (A): (m)

Digite o comprimento da dimensão (B) do lado esquerdo: (m)

Digite o comprimento do espaçamento entre longarinas (C): (m)

Digite o comprimento da dimensão (D) do lado direito: (m)

Digite o comprimento do passeio direito da ponte (E): (m)

[Linha de Influência](#) [Calcular Trem Tipo](#) [Gerar PDF](#) [Limpar](#)

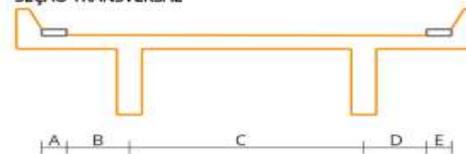
TREM-TIPO LONGITUDINAL RESULTANTE DA LONGARINA



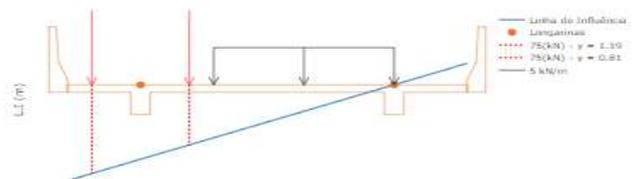
Aviso:

O conteúdo disponibilizado por este site é fornecido "tal como está" e sem garantias de qualquer tipo. O usuário é responsável por qualquer conclusão feita em função do uso desta ferramenta. Destaca-se que esta ferramenta é validada para fins únicos e exclusivamente educacionais.

SEÇÃO TRANSVERSAL



Linha de Influência - TT Positivo



Largura (m)

VISTA EM PLANTA



Largura (m)

Figura 8 - Trem-tipo positivo resultante calculado pela ferramenta

Após realizar a comparação, nota-se que em ambas as formas de cálculo chegam no mesmo resultado, comprovando a eficácia do site, além de obter uma precisão maior no valor das reações. Visto que a principal finalidade do desenvolvimento deste site é o auxílio no ensino, disponibiliza-se o download de um PDF com o passo-a-passo da sequência de cálculo até a geração do trem-tipo resultante. Juntamente com o exercício detalhado anteriormente, faz-se também uma comparação com trens-tipo resultantes calculados em outras referências, fato que evidencia os bons resultados trazidos com o desenvolvimento deste trabalho, conforme mostra a Tabela 4 a seguir:

Tabela 4 - Comparação de resultados para a validação do programa.

Validação	Classe	φ	P (kN)	q1(kN/m)	q2(kN/m)
Junior (2006)	45	1,344	233,28	44,23	20,91
Aplicativo	45	1,344	233,28	44,24	20,91
Pinho (2007)	30	-	67	0,06	10,1
Aplicativo	30	-	67,31	0,06	10,16
Marchetti (2008)	45	-	145,75	19,65	6,28
Aplicativo	45	-	145,75	19,65	6,28
Eller (2011)	45	-	101,1	0,06	10,1
Aplicativo	45	-	100,96	0,06	10,16
Araujo (2018)	TB-450	1,309	196,3	28,3	8,6
Aplicativo	TB-450	1,309	196,35	28,25	8,62
Araujo (2018)	TB-450	1,741	261,1	37,6	11,5
Aplicativo	TB-450	1,741	261,15	37,57	11,46

CONCLUSÕES:

O objetivo principal deste trabalho foi alcançado, divulgando em plataforma online uma ferramenta que sirva de apoio para o ensino do cálculo da geração de trem-tipo longitudinal resultante através da linha de influência, tanto positivo como negativo, contribuindo para o estudo dentro da área relacionada a estruturas de pontes. Conforme resultados apresentados, a validação se tornou efetiva quando comparado com resultados de diversos autores.

Pelo fato do aplicativo ser disponibilizado em página web, este trabalho já vem apresentando bons resultados referentes ao uso do material em sala de aula, visto que o mesmo pode ser acessado em computadores e celulares sem a necessidade de realizar qualquer tipo de download, conforme mostra a Figura 9. Destaca-se a facilidade do uso da ferramenta, como também sua disponibilização, que é feita de forma gratuita, disponibilizado pelo site: <http://tremtipo.com.br/>.

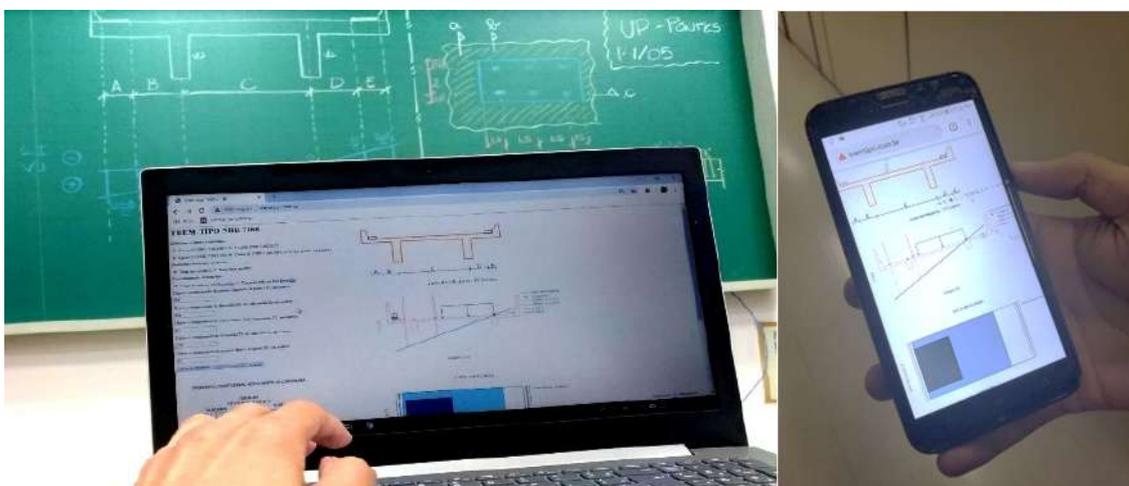


Figura 9 - Meios de utilização do aplicativo.

REFERÊNCIAS:

- ARAUJO, D.L., **Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas: Atualizado pela NBR 7188:2013**. Goiás: Editora UFG, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: **Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre, 1984**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7188: **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas dos conteúdos, 2013**. Rio de Janeiro, 2013.
- BERNARDO, G., **Pontes**. 3. Ed. Universidade de São Paulo, escola politécnica. São Paulo: Grêmio Politécnico - DLP, 1974.
- ELLER, P. R., **Pré-dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto para pontes de pequeno porte**.Ouro Preto: UFOP, 2011.
- JUNIOR, E.C. P., **Otimização de seções de concreto armado**, 2006.
- LEET, K.M., UANG, C.M., GILBERT, A.M., **Fundamentos da análise estrutural** 3. Ed. Minas Gerais: AMGH Ltda., 2009.
- MARCHETTI, O., **Pontes de Concreto Armado**. 1. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2008.
- METZ, D. G., **Análise dinâmica linear de pontes sujeitas a passagem de diferentes composições veiculares sob efeito de irregularidade randômicas**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2019.
- NORONHA, A.A., **As pontes em quadro, de aço e de concreto armado**. 3. Ed. Rio de Janeiro: "Jornal do Comercio" Rodrigues & CIA, 1939.
- OLIVEIRA, L., **A informática como ferramenta na construção do conhecimento**. Monografia de Pós Graduação. Universidade Candido Mendes, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2004.
- PFEIL, W., **Pontes curso básico**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.
- PINHO, Fernando Ottoboni, BELLEI, Ildony Hélio. **Manual de Construção em Aço: Pontes e Viadutos em Vigas Mistas**. Vol. ÚNICO. Rio de Janeiro: CBCA, 2007.
- SORIANO, H.L., **Estática das estruturas**. 3. Ed. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2013.
- TIMERMAN J., BEIER M., **CONSIDERAÇÕES SOBRE A REVISÃO DA ABNT NBR 7188 "Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras estruturas**. Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural. São Paulo, SP, 2012.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



SISTEMA ESTRUTURAL EM *LIGHT STEEL FRAMING*: UMA ANÁLISE BIBLIOGRÁFICA DOS CUSTOS E COMPONENTES

Douglas Miotto Cerezoli ¹, Leonardo Vinhaga ¹, Me. Marinês Silvani Novello ²

¹ Acadêmico do Curso de Engenharia Civil da IMED

² Orientadora, Professora do Curso de Engenharia Civil da IMED

RESUMO: O atual trabalho visa contribuir no fomento de informações relacionadas ao sistema construtivo *light steel framing* (LSF), tratando e expondo fatores relacionados ao desempenho do sistema e da visão dos usuários do LSF, uma vez que ainda é restritamente utilizado no Brasil. O *light steel framing* é um sistema que utiliza perfis de aço para a conformação e rigidez estrutural da edificação. Dessa forma, os custos da edificação relacionado a etapa estrutural geralmente possuem maior representatividade com relação ao custo global da obra. Buscou-se, diante disso, analisar esse viés por meio de um processo de revisão bibliográfica.

INTRODUÇÃO

O sistema *light steel framing* utiliza na sua composição perfis formados a frio, placas industrializadas e materiais isolantes térmicos e acústicos, com alta flexibilidade no processo construtivo, o que possibilita arranjos que beneficiam o desempenho global da edificação (VELJKOVIC; JOHANSSON, 2006).

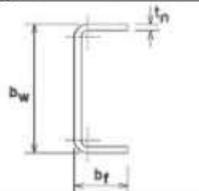
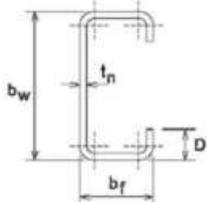
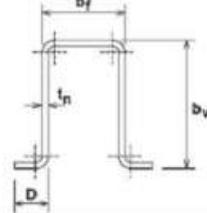
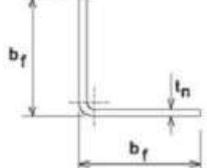
O modelo construtivo em *light steel framing* é altamente utilizado nos países mais desenvolvidos, onde a construção civil está em um processo de industrialização. Entretanto, no Brasil, este sistema ainda encontra barreiras culturais decorrentes da falta de informação e, principalmente, pela mão de obra barata tornar o sistema construtivo convencional de alvenaria e concreto armado mais atrativo (BORTOLOTTI, 2015).

Todavia, nota-se que o sistema vem passando por um processo de desenvolvimento e aceitação no mercado brasileiro o qual tem observado avanços para que o sistema ganhe maior espaço no setor da construção civil. Dentre os avanços pode-se citar, manuais publicados pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço, onde apresentam-se subsídios para a aplicação do sistema, definição dos requisitos para financiamento para habitações em *light steel framing* pela Caixa Econômica Federal bem como a normatização de um dos principais componentes do sistema pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (BORTOLOTTI, 2015).

DESENVOLVIMENTO

No sistema *light steel framing*, a conformação estrutural da edificação é formada por perfis de aço galvanizado dobrados a frio. Os perfis possuem espessura que variam de 0,80 até 3 mm, sendo que o mais usual é de 0,95 mm (CRUZ, 2012). Para a produção dos perfis de aço utiliza-se uma série de normativas brasileiras: ABNT NBR 15253:2014, ABNT NBR 6355:2012 e a ABNT NBR 14762:2010. No Quadro 1 apresenta-se o formato dos perfis utilizados neste sistema construtivo.

Quadro 1 – Seção de perfis utilizados no sistema *light steel framing*

SEÇÃO TRANSVERSAL	SÉRIE DESIGNAÇÃO	UTILIZAÇÃO
	U simples U $b_w \times b_f \times t_n$	Guia Ripa Bloqueador Sanefa
	U enrijecido Ue $b_w \times b_f \times D \times t_n$	Bloqueador Enrijecedor de alma Montante Verga Viga
	Cartola Cr $b_w \times b_f \times D \times t_n$	Ripa
	Cantoneiras de abas iguais L $b_w \times b_f \times D \times t_n$	Cantoneira

Fonte: ABNT NBR 15253 (2014)

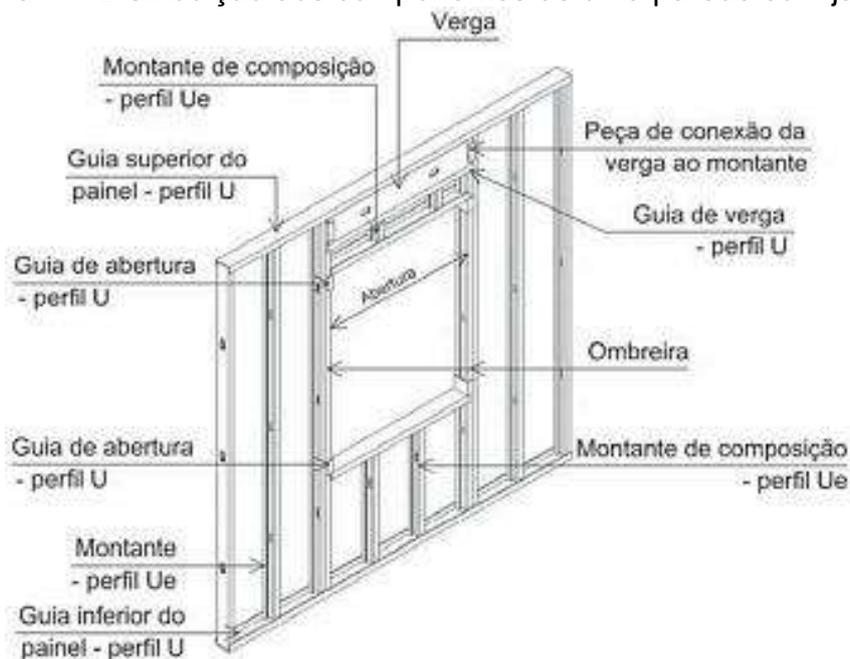
A galvanização dos perfis é por imersão a quente, onde os perfis de aço são revestidos por zinco e devem atingir uma massa mínima determinada pela ABNT NBR 7008:2003 de 75 g/m² de revestimento superficial. O objetivo dessa proteção é aumentar a durabilidade do material (OLIVEIRA; WAELKENS; FILHO, 2011).

Pode-se dizer que este sistema construtivo é formado por dois tipos de painéis: painéis estruturais conhecidos como auto-portantes; e os painéis de fechamento que não possuem função estrutural e podem ser de uso interno ou externo. Os painéis sofrem carregamentos horizontais, causados pelo vento, e carregamentos verticais do peso próprio e dos componentes fixados neles (DAL BEN, 2016).

Os perfis de aço são espaçados entre 400 ou 600 mm. Essa modulação padrão dos painéis auxilia no controle do consumo e na diminuição das perdas de materiais, uma vez que, as placas de fechamento normalmente são fabricadas na largura de 600 mm (JARDIM; CAMPOS, 2012). Os painéis são formados por montantes e guias, as quais são unidas por parafusos auto-perfurantes e auto-roscantes (CRUZ, 2012).

Para a execução das aberturas deve-se aplicar as vergas e ombreiras, as quais são responsáveis por redistribuir as cargas dos montantes que foram interrompidos (BORTOLOTTI, 2015). A Figura 1 apresenta a disposição das vergas e ombreiras.

Figura 1 – Distribuição dos componentes de uma parede com janela



Fonte: SANTIAGO; FREITAS; CRASTO (2012)

Os montantes não resistem sozinhos aos esforços horizontais, deste modo aplica-se contraventamentos diagonais, dispostos em formatos de X ou K, sendo que esta escolha depende das condições de projeto (MELO, 2015). Os contraventamentos são executados em fitas de aço galvanizado, onde podem ser fixados por parafusos em placas de *Gusset*, dispostas nos cantos dos painéis (CRUZ, 2012). Na Figura 2, pode-se observar duas maneiras de aplicação do contraventamento. Para que o contraventamento possua um bom desempenho, a inclinação deve-se encontrar entre 30° e 60° (CONSULSTEEL, 2015).

Figura 2 – Execução do contraventamento



Fonte: CBCA (2003)

Como já citado anteriormente, o sistema construtivo em LSF é utilizado de forma pouco expressiva no Brasil e o sistema de maior utilização para construções unifamiliares é o sistema convencional. Dessa forma, comparativos e estudos relacionados a estes sistemas construtivos colaboram para a disseminação dos fundamentos do LSF e a instrução de todos quanto a este sistema. Nesse sentido, GRAHL (2018) realizou um estudo comparativo de custos entre uma residência unifamiliar de 240 m² construída a partir do sistema LSF e do método convencional que utiliza concreto armado e blocos cerâmicos para vedação.

O orçamento da residência com o sistema construtivo convencional composto por estrutura em concreto armado e alvenaria de vedação foi realizado com base nas composições de custo disponíveis no SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e

Índices da Construção Civil). Já o orçamento da residência com o sistema *light steel framing* teve como base valores disponíveis por fornecedores, através do contato com empresas e revendedores especializados. A Tabela 1 demonstra os custos distribuídos para insumos, mão de obra e equipamentos.

Tabela 1 - Comparação de custos entre o Sistema Light Steel Framing e o convencional

Sistema Construtivo	Variável	Custo Total	% Total
CONVENCIONAL	Insumos	R\$ 34.008,84	28,41%
	Mão de Obra	R\$ 84.417,05	70,52%
	Equipamentos	R\$ 1.276,00	1,06%
	Total	R\$ 119.702,53	100,00%
<i>Light Steel Framing</i>	Insumos	R\$ 81.961,71	51,80%
	Mão de Obra	R\$ 74.721,29	47,22%
	Equipamentos	R\$ 1.528,62	0,96%
	Total	R\$ 158.211,62	100,00%

Fonte: Adaptado de GRAHL (2018)

O resultado do estudo demonstra que o custo final da residência utilizando o sistema *light steel framing* é cerca de 24% superior em relação ao custo da residência utilizando o método convencional. Em valores, a diferença é de R\$ 38.509,09. No sistema convencional, a mão de obra tem a maior representatividade, sendo ela responsável por 70,52% do valor total, já no sistema *light steel framing*, o item com maior representatividade em relação ao valor total são os insumos (materiais), com 51,80%.

GRAHL (2018) analisou o custo dos insumos para as etapas da superestrutura e dos elementos de fechamento. Os resultados obtidos pelo autor estão expostos na Tabela 2. A partir dela, é possível constatar que o custo relacionado a estrutura, laje e fechamentos do LSF é responsável por grande parte do custo da obra, em razão alto preço do aço galvanizado, das placas cimentícias e do gesso acartonado. Entretanto, na fase de revestimento tem um custo menor, devido a inexistência de serviços de chapisco, reboco e emboço.

Tabela 2 - Custo das etapas construtivas do Sistema Convencional e Light Steel Framing

Sistema Construtivo	Etapa	Custo Total	% Total
CONVENCIONAL	Laje	R\$ 13.075,74	10,92%
	Vigas	R\$ 13.495,74	11,27%
	Pilares	R\$ 8.626,02	7,20%
	Fechamento	R\$ 18.987,69	15,86%
	Revestimento e Pintura	R\$ 64.953,47	54,26%
<i>Light Steel Framing</i>	Estrutura	R\$ 77.922,13	51,80%
	Laje e Fechamento	R\$ 71.015,60	47,22%
	Revestimento e Pintura	R\$ 9.273,90	0,96%

Fonte: Adaptado de GRAHL (2018)

Os resultados obtidos por GRAHL (2018) são corroborados por Gomes (2018) que realizou uma comparação de custos para uma residência unifamiliar de 31,90 m² considerando sistema convencional e sistema LSF.

Gomes (2018) identificou que no sistema LSF, 30% dos custos são empregados na etapa da estrutura e 28% na etapa de painéis e fechamentos. Em contrapartida, no sistema convencional os maiores custos foram nas etapas de revestimentos (29,16%), infraestrutura (26,32%) e alvenarias (20,51%). Comparando o custo da estrutura em ambos

os sistemas construtivos verifica-se que no sistema convencional essa etapa possui menor representatividade em relação ao custo global. No sistema convencional essa etapa representa 13,26% do custo global e no LSF essa representatividade é de 28%.

Nos tópicos seguintes buscou-se abordar estudos que tratam de requisitos gerais do LSF relacionado ao sistema de forma global e em relação a sua estrutura.

Tratando brevemente sobre o atendimento aos requisitos da NBR 15575-4 (ABNT, 2013), Nogueira et al. (2018) realizou um estudo determinando o nível de desempenho dos sistemas de vedação vertical internos e externos (SVVIE) composto por perfis estruturado em LSF e com vedação composta externamente por placa cimentícia e madeira mineralizada e internamente por placa de gesso acartonado. Foram realizados ensaios de impactos de corpo duro e de corpo mole, bem como de carregamento de cargas provenientes de peças suspensas em três corpos de prova do painel pesquisado. Desta forma, os resultados de Nogueira et al. (2018) indicaram atendimento aos requisitos do usuário, decorrentes da utilização normal da edificação de acordo com a norma de desempenho brasileira, alcançado o nível mínimo. Comprova-se, portanto, por meio das análises de desempenho, o potencial de aplicação do SVVIE ensaiado para utilização em edificações.

Bolina et al. (2017) destaca que o sistema LSF está tendo aumento de uso e uma questão relevante se refere a resistência ao fogo do sistema, principalmente em questões relacionadas ao colapso da estrutura frente a situações de incêndio. Diante disso, os autores ensaiaram um modelo padrão do sistema de acordo com a indicação ISO 834-1 (2014). Os resultados obtidos mostraram que o sistema atendeu os requisitos da norma e que melhores resultados foram obtidos na utilização de gesso acartonado (20% melhor) ao invés de gesso padrão.

Ainda com relação ao LSF, um ponto importante abordado por Olivieri et al. (2017), trata da redução no uso de insumos e operações no canteiro de obras. Neste estudo, os autores identificaram redução de até 73% no consumo de mão de obra no canteiro de trabalho.

Zenerato et al. (2019) destacaram oportunidades de melhoria substituindo as placas de fechamento de fibrocimento por placas produzidas à base de óxido de magnésio, estas que possuem ampla utilização em países como China e EUA. Na verificação realizada, os autores identificaram que as placas de fibrocimento possuem desempenho inferior de 4dB em contraponto da placa produzida por óxido de magnésio.

Gomes et al. (2013) também coloca que o sistema de LSF apresenta-se como uma alternativa viável para produção de moradias populares e atendendo a critérios mínimos de sustentabilidade em grande parte devido a redução de desperdício. Martinez et al. (2019) cita que a implementação e disseminação do sistema LSF possibilita a industrialização no processo construtivo e traz consigo novos desafios a este setor de mercado.

Gomes et al. (2013) destaca que o incentivo a utilização de LSF para construção de unidades habitacionais no Brasil pode ser melhor aproveitado quando estiver disponível no mercado profissionais mais capacitados no sentido de entender e desenvolver a produção do sistema em graus de habitabilidade e conforto.

CONCLUSÕES

Diante dos apontamentos constata-se que o sistema construtivo *light steel framing* atende com excelência os requisitos relacionados a estrutura e a necessidade dos usuários, e que há grandes possibilidades do seu emprego ser acelerado no Brasil nos próximos anos.

Relacionado a avaliação de custos do sistema identifica-se que efetivamente o LSF origina maiores custos relacionados a parte estrutural em razão principalmente do alto custo relativo ao processo de fabricação e montagem dos perfis de aço. Entretanto, supõem-se

que, conforme ocorre a disseminação do uso deste sistema e o aperfeiçoamento das técnicas de produção, o custo do sistema fique menor e mais acessível ao público em geral.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7008:2003. **Chapas e bobinas de aço revestidas com zinco ou com liga zinco-ferro pelo processo contínuo de imersão a quente – Especificação.** Rio de Janeiro, 2003.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15253:2014. **Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados em edificações: Requisitos Gerais.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-4: **Edificações habitacionais: desempenho: parte 4: requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas: SVVIE: terminologia e requisitos.** 4. ed. Rio de Janeiro, 2013.

BOLINA F.; CHRIST R.; METZLER A.; QUININO, U.; TUTIKIAN, B. **Comparison of the fire resistance of two structural wall systems in Light Steel Framing.** DYNA, v. 84, n. 201, p. 123-128. Medellín, 2017.

BORTOLOTTO, Ana Larissa Koren. **Análise de viabilidade econômica do método *light steel framing* para construção de habitações no município de Santa Maria – RS.** Santa Maria, 2015. Monografia, Universidade Federal De Santa Maria. Santa Maria, 2015.

CBCA, Centro Brasileiro da Construção em Aço. **Detalhes construtivos para construções em Steel Framing.** 2003.

CONSULSTEEL, Consultores em steel framing. **Manual de procedimiento para construcción en Steel Framing.** Argentina, 2015. 303p. Disponível em: <<http://consulsteel.com/manual-de-procedimiento-para-construccion-en-steel-framing/>>. Acesso em: 20 ago. 2019.

CRUZ, Emerson Donizete da. **Processo construtivo – *Light steel frame* construção seca.** Monografia, Faculdades Integradas Dom Pedro II. São José do Rio Preto, 2012.

DAL BEN, Cezar Augusto Tassi. **Estudo técnico e de mercado do *light steel framing* na cidade de Campo Mourão.** Monografia, Universidade Tecnológica Federal Do Paraná. Campo Mourão, 2016.

GRAHL, E.S. **Análise econômica e técnica do sistema construtivo Light Steel Framing (LSF) e da alvenaria convencional para edificações residenciais unifamiliares.** Monografia, Faculdade Meridional (IMED). Passo Fundo, 2018.

GOMES, C.E.M.; VIVAN, A.L.; SICHIERI, E.P.; PALIARI, J.C.. **Light steel frame na produção de moradias no Brasil.** IX Congresso de Construção Metálica e Mista. Porto, Portugal. 2013.

GOMES, M.S. **Análise técnica e econômica do sistema light steel framing e alvenaria convencional para edificações populares de loteamento.** Monografia, Faculdade Meridional (IMED). Passo Fundo, 2018.

JARDIM, Guilherme Torres da Cunha; CAMPOS, Alessandro de Souza. **“Light steel framing”: uma aposta do setor siderúrgico no desenvolvimento tecnológico da construção civil.** Itabuna, 2012.

MELO, Vinícius Oliveira. **Viabilidade construtiva.** Belo Horizonte, 2015. Monografia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2015.

NOGUEIRA, J. R. S.; CALLEJAS, I. J. A.; DURANTE, L. C. **Desempenho de painel de vedação vertical externa em Light Steel Framing composto por placas de madeira mineralizada.** Ambiente Construído, v. 18, n. 3, p. 289-307, Porto Alegre, 2018.

MARTINEZ, P.; AHMAD, R.; AL-HUSSEIN, M. **A vision-based system for pre-inspection of steel frame manufacturing.** Automation in Construction, v. 97, p. 151-163. 2019.

OLIVEIRA, Luciana Alves de; WAELKENS, Anne Catherine; FILHO, Claudio Vicente Mitidieri. **Sistemas construtivos tipo light steel frame para unidades habitacionais – aspectos relativos à durabilidade.** Revista Técnica, ed. 176, nov. 2011. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/176/sistemas-construtivos-tipo-light-steel-frame-para-unidades-habitacionais--285902-1.aspx>>. Acesso em: 20 ago. 2019.

OLIVIERI, H.; BARBOSA, I.C.A.; ROCHA, A.C.; GRANJA, A.D.; FONTANINI, P.S.P. **A utilização de novos sistemas construtivos para a redução no uso de insumos nos canteiros de obras: Light Steel Framing.** Ambiente Construído, v. 17, n. 4, p. 45-60. Porto Alegre, 2017.

SANTIAGO, Alexandre Kokke; FREITAS, Arlene Maria Sarmanho; CRASTO, Renata C. Moraes de. **Manual de construção em aço: Steel Framing: Arquitetura.** Rio de Janeiro, 2 ed., 2012. 152p.

ZENERATO, T. S.; MARTINS, J. F. A.; BERTOLI, S. R., et al. **Análise acústica de fachadas de light steel frame e placas cimentícias.** Revista Matéria, v.24, n.2. Rio de Janeiro, 2019.

VASCONSELOS, M. S. M.; SOUZA, H. A. **Analysis of the Perception of Users of Pre-hospital Architecture in Light Steel Frame: A Case Study in Minas Gerais, Brazil.** Journal of Civil Engineering and Architecture, v. 13, n. 7, p. 251-258. New York, 2019.

VELJKOVIC, M.; JOHANSSON, B. **Light Steel Framing for Residential Buildings.** Thin-Walled Structures, v. 44, p. 1272-1279. Sweden, 2006.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



INFLUÊNCIA DA PROTENSÃO EM PARAFUSOS NO COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM DUPLA CANTONEIRA

Rodrigo Bordignon^{1,3}, Rafaela Kummer de Andrade², Alessandro Onofre Rigão³
João Kaminski Junior³, Zacarias Chamberlain Pravia⁴

¹Professor do Curso de Engenharia Civil – IFSUL, Passo Fundo

²Acadêmica do Curso de Engenharia Civil – IFSUL, Passo Fundo

³Doutorando do PPGEC – UFSM,

⁴Professor do PPGEC – UFSM

⁵Professor do PPGENG – UPF

RESUMO: O comportamento das ligações em estruturas metálicas é idealizado a partir de simplificações que podem levar a uma avaliação equivocada de seu comportamento real e influenciado pela força de protensão desenvolvida pelo aperto dos parafusos, sobretudo em ligações por atrito. Neste trabalho serão apresentados exemplos do comportamento de uma ligação com Dupla Cantoneira Parafusada-Parafusada (LCPD), simulados em computador pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) para os sete diferentes níveis de protensão adotados, que variam de 5 a 100% do valor especificado pela ABNT NBR 8800:2008 e para os doze valores de momento na ligação, e comparados a um modelo analítico. Com os resultados obtidos é possível concluir que proposta analítica apresenta um comportamento próximo aos níveis de protensão nos parafusos de 20% e 30% do valor especificado pela ABNT NBR 8800:2008, enquanto para os níveis de protensão de 5, 10 e 20% é possível observar valores maiores da rotação final da ligação, precedidos por deslizamentos entre superfícies de contato, levando a ligação a ter um comportamento do tipo por contato.

PALAVRAS CHAVE: Estruturas metálicas, Ligações, Protensão, Método dos Elementos Finitos

1 - INTRODUÇÃO

O comportamento das ligações em estruturas metálicas é um tema de interesse crescente, sobretudo pela influência da rigidez rotacional da ligação no processo de análise da estrutura.

Tal comportamento é idealizado a partir de simplificações que podem levar a uma avaliação equivocada do comportamento atribuído às ligações entre elementos, que se resumem em considerar um comportamento perfeitamente rígido, ou perfeitamente rotulado. Na prática, estas ligações raramente possuem estes comportamentos, mas sim um comportamento intermediário semirrígido, poucas vezes considerado nos modelos de cálculo, cujo comportamento real é baseado na determinação da rigidez rotacional, definida por um diagrama momento (M) x rotação (θ).

O funcionamento de uma ligação em estruturas de aço é fortemente influenciado pelo processo de montagem, que entre outros fatores, está a força de protensão desenvolvida pelo aperto dos parafusos, sobretudo em ligações por atrito, em que os esforços são transmitidos pelo atrito entre os componentes desta ligação.

As ligações por atrito são indicadas nos casos de carregamentos dinâmicos e em que o deslizamento entre as partes conectadas seja prejudicial ao comportamento estrutural. Em carregamentos estáticos, em que eventuais deslizamentos não afetam o comportamento previsto para a estrutura, podem ser usadas ligações por contato.

A diferença entre estes dois tipos de ligações se encontra basicamente na exigência do acabamento na região das superfícies em contato, visto que os parafusos são montados com especificação de torque (protensão), para evitar o deslizamento entre as partes conectadas, tanto para ligações por atrito como por contato. No entanto, a Norma ABNT NBR 8800:2008 permite, com exceções, que ligações possam ser feitas sem protensão inicial, com aperto normal dos parafusos de alta resistência.

Para os parafusos montados com força mínima de protensão, a mesma Norma preconiza que os parafusos de alta resistência devem ser apertados de forma a se obter uma força equivalente a aproximadamente 70% da resistência nominal à tração do parafuso. O aperto deve ser aplicado por um dos seguintes métodos: da rotação da porca; da chave calibrada; pelo indicador direto de tração; ou também podem ser usados parafusos com controle de tração, de acordo com os requisitos da "*Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*", do AISC.

Segundo Faella et al. (1998), o comportamento da ligação é fortemente influenciado pela protensão do parafuso, podendo levar a um aumento significativo da rigidez inicial, assim como da rigidez secante.

Esta força que um parafuso exerce sobre a ligação é criada individualmente no momento do aperto, como uma protensão inicial, que poderá sofrer alterações com o passar do tempo por relaxamento da tensão inicial do parafuso, ou no instante que outros parafusos da ligação são ajustados, ou até mesmo pela não conformidade da força mínima de protensão aplicada.

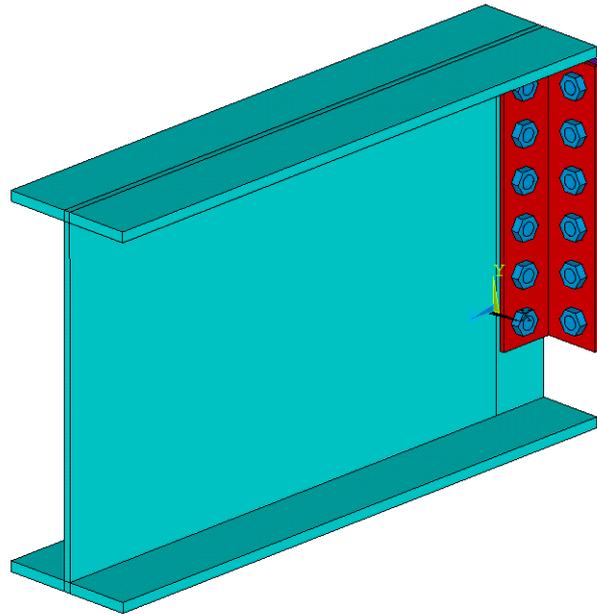
Neste trabalho são apresentados exemplos do comportamento de uma ligação com Dupla Cantoneira Parafusada-Parafusada (LCPP), simulados em computador pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) com diversos níveis de protensão nos parafusos e comparados ao modelo analítico polinomial de Frye & Morris (1975).

2 - LIGAÇÃO ESTUDADA

Este trabalho apresenta o estudo de uma ligação viga-pilar de Dupla Cantoneira Parafusada-Parafusada (LCPP), de uso comum em conexões entre elementos estruturais em estruturas de aço, cujo comportamento é idealizado como uma rótula perfeita no processo de análise de esforços de uma estrutura.

Os parâmetros geométricos da ligação estudada constam no manual "Ligações para estruturas de aço: guia prático para estruturas com perfis laminados" (2018), e se referem a uma viga composta por perfil laminado W610x113, conectada à coluna por duas cantoneiras L102x102x8,0x455, por meio de seis e doze parafusos ASTM A325N com 7/8' de diâmetro, como ilustra a Figura 01.

Figura 01: Modelo geométrico da ligação estudada



Fonte: Autores

3 - MODELO ANALÍTICO DE FRYE & MORRIS

O comportamento das ligações pode ser definido por métodos analíticos, em que a curva momento-rotação é definida com base em expressões matemáticas. O comportamento destas curvas depende do modelo proposto, podendo apresentar trechos lineares, polinomiais, potenciais ou exponenciais. Os estudos analíticos foram propostos, em sua grande maioria, durante as décadas de 70 e 80, e por pesquisadores estrangeiros. Destaca-se nestas propostas o estudo de Frye & e Morris (1975), que apresenta a curva momento-rotação a partir de uma função polinomial adimensional em série, que pode ser aplicada para diversos tipos de ligações:

$$\theta = C_1(kM) + C_2(kM)^3 + C_3(kM)^5$$

De acordo com os autores, especificamente para o caso estudado de uma ligação com dupla cantoneira, o fator de padronização (k), de acordo com a Figura 02, e as constantes C_1 , C_2 e C_3 são definidos por:

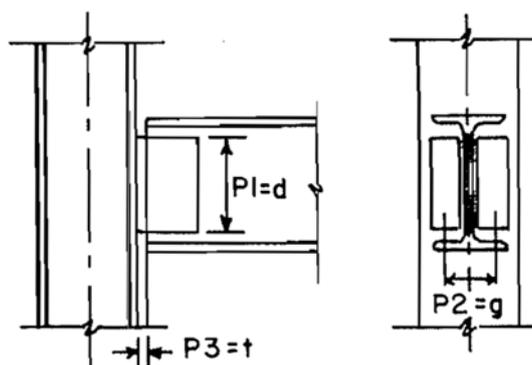
$$k = (d)^{-2,4}(t)^{-1,81}(g)^{0,15}$$

$$C_1 = 3,66 \cdot 10^{-4}$$

$$C_2 = 1,15 \cdot 10^{-6}$$

$$C_3 = 4,57 \cdot 10^{-8}$$

Figura 02: Parâmetros de padronização de Frye & Morris



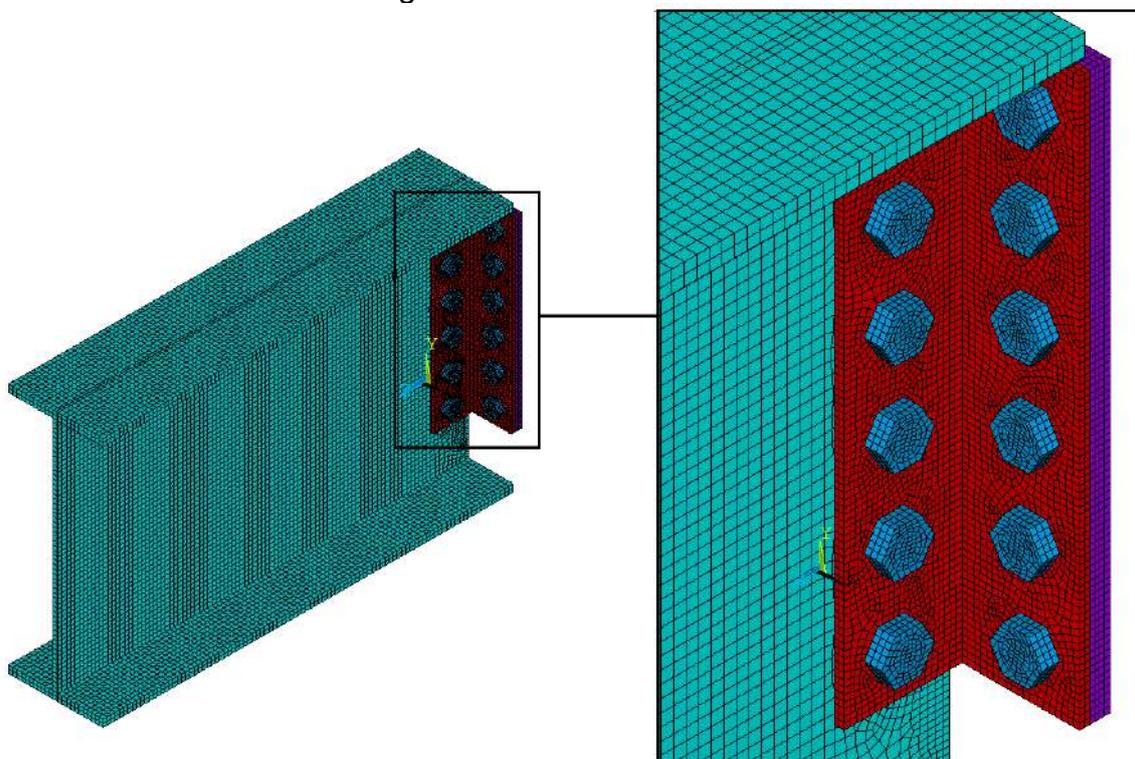
DOUBLE WEB ANGLE
(a)

Fonte: Frye & Morris (1975)

4 - MODELO NUMÉRICO

Em estudos numéricos referenciados a ligações, o Método de Elementos Finitos (MEF) se destaca por sua utilização na quase totalidade dos casos. No presente estudo, o comportamento da Ligação com dupla Cantoneira Parafusada-Parafusada (LCPP), foi simulado numericamente utilizando o *software* ANSYS®, que emprega o Método dos Elementos Finitos, como mostra a Figura 03.

Figura 03: Modelo numérico



Fonte: Autores

O pilar foi representado por uma chapa rígida e que possui os vínculos de apoio nos nós de sua face externa, enquanto o perfil da viga possui um metro de comprimento e o

carregamento aplicado na sua extremidade livre e capaz de causar momento na região da ligação.

A discretização da ligação apresenta basicamente sua geometria, a malha de elementos, as condições de contorno, os modelos constitutivos dos materiais, o comportamento do contato entre as partes e seus respectivos parâmetros e o efeito da protensão dos parafusos.

A malha de elementos finitos foi discretizada com a adoção do elemento hexaédrico de 20 nós, com três graus de liberdade por nó (SOLID186). A simulação das interfaces de contato entre superfícies foi discretizada por um conjunto de elementos alvo (TARGE170) representando uma das superfícies, enquanto a outra é discretizada por elementos de contato (CONTA174). As forças representativas do efeito de aperto dos parafusos (protensão), se deram com o uso do elemento PRETS179 e imposta na primeira etapa de carga (*Load Step*) e mantida nas demais etapas de carregamento.

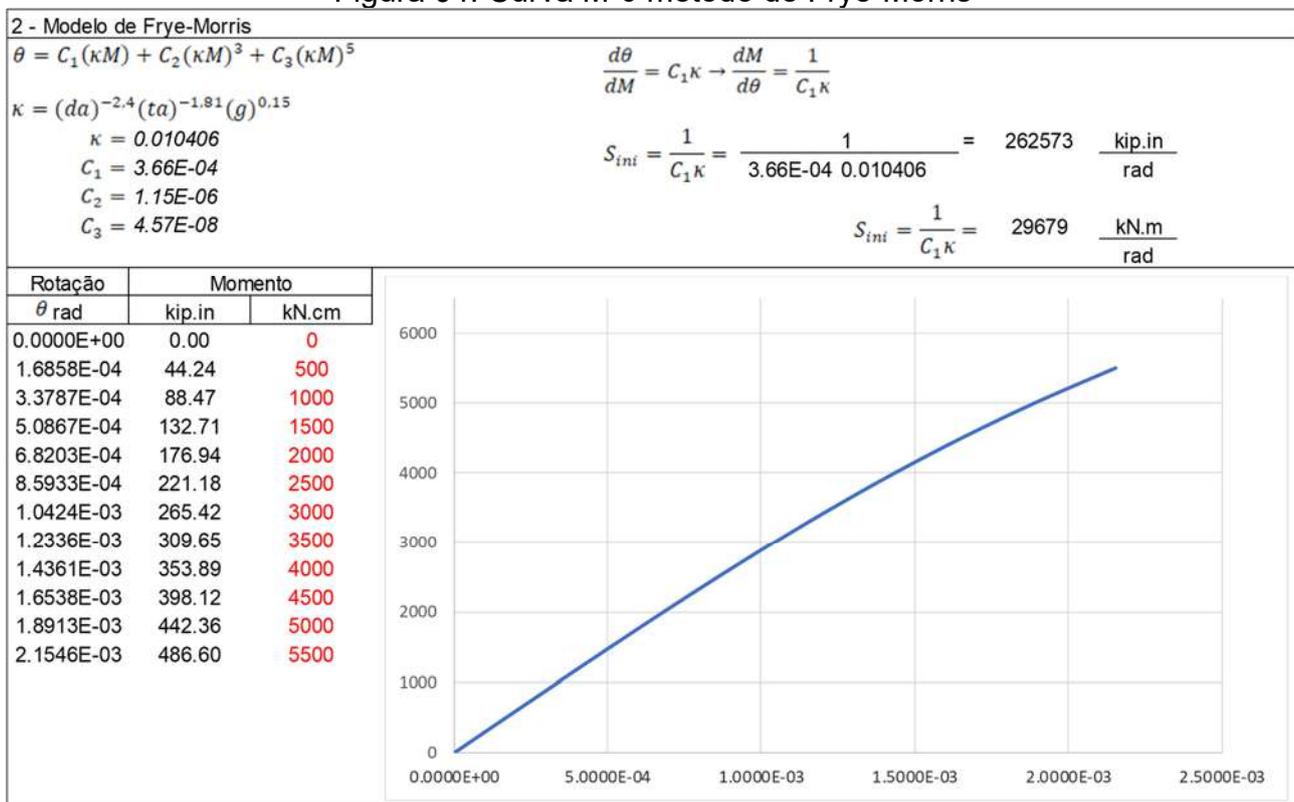
O modelo constitutivo do material adotado neste estudo não considerada a não-linearidade física do aço, considerando apenas, como propriedades do material, o Módulo de Elasticidade de 200 GPa, o coeficiente de Poisson de 0,3 e, o coeficiente médio de atrito de 0,2 entre as superfícies de contato.

5 - RESULTADOS

Uma série de curvas momento (M) x rotação (θ) foi possível construir a partir dos dados das análises numéricas e analítica.

A curva que representa o comportamento pelo método analítico de Frye-Morris (1975) da ligação estudada foi obtida a partir do desenvolvimento de uma planilha de cálculo no *software* Excel®, que juntamente com os respectivos valores de carregamentos e rotações relativas são mostrados na Figura 04.

Figura 04: Curva M-θ método de Frye-Morris



Fonte: Autores

Os resultados das análises numéricas pelo Método dos Elementos Finitos foram obtidos com base nos valores dos deslocamentos horizontais médios dos nós da alma da viga, que por regressão linear, foi calculado a respectiva rotação relativa da ligação. Este procedimento foi realizado para os sete diferentes níveis de protensão adotados, que variam de 5 a 100% do valor especificado pela ABNT NBR 8800:2008 e para os doze valores de momento.

Na Tabela 01 são apresentados os valores dos resultados obtidos nas análises.

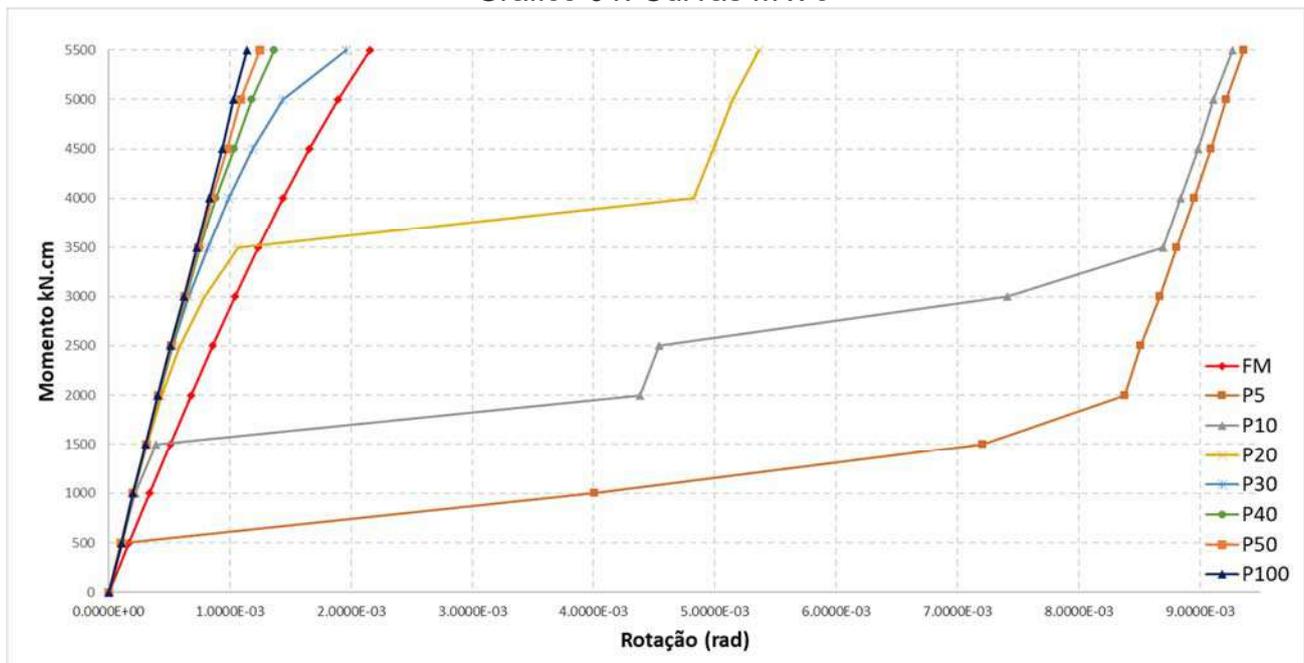
Tabela 01: Valores obtidos nas análises

Load	Momento	Rotação (rad)							
		Analítico			Numérico				
Step	kN.cm	Frye-Morris	P-5	P-10	P-20	P-30	P-40	P-50	P-100
1	0	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
2	500	1.6858E-04	1.1102E-04	1.0437E-04	1.0217E-04	1.0205E-04	1.0227E-04	1.0296E-04	1.0617E-04
3	1000	3.3787E-04	4.0040E-03	2.1653E-04	2.0606E-04	2.0473E-04	2.0285E-04	2.0135E-04	2.0059E-04
4	1500	5.0867E-04	7.2086E-03	3.9194E-04	3.1886E-04	3.1334E-04	3.1199E-04	3.1090E-04	3.0265E-04
5	2000	6.8203E-04	8.3806E-03	4.3848E-03	4.3810E-04	4.1915E-04	4.1489E-04	4.1327E-04	4.0411E-04
6	2500	8.5933E-04	8.5155E-03	4.5423E-03	5.9028E-04	5.2851E-04	5.1883E-04	5.1512E-04	5.0561E-04
7	3000	1.0424E-03	8.6683E-03	7.4155E-03	7.9051E-04	6.6313E-04	6.3755E-04	6.2988E-04	6.1839E-04
8	3500	1.2336E-03	8.8096E-03	8.6985E-03	1.0664E-03	8.1599E-04	7.5494E-04	7.4069E-04	7.2369E-04
9	4000	1.4361E-03	8.9555E-03	8.8399E-03	4.8218E-03	9.9256E-04	8.8527E-04	8.5455E-04	8.2871E-04
10	4500	1.6538E-03	9.0931E-03	8.9885E-03	4.9890E-03	1.1866E-03	1.0367E-03	9.7466E-04	9.3414E-04
11	5000	1.8913E-03	9.2163E-03	9.1130E-03	5.1448E-03	1.4364E-03	1.1822E-03	1.0890E-03	1.0263E-03
12	5500	2.1546E-03	9.3648E-03	9.2667E-03	5.3645E-03	1.9592E-03	1.3677E-03	1.2442E-03	1.1392E-03

Fonte: Autores

O Gráfico 01 apresenta as curvas momento (M) x rotação (θ) das análise numéricas para os sete diferentes níveis de protensão (P%) e da análise analítica obtida através da equação polinomial de Frye-Morris (FM).

Gráfico 01: Curvas M x θ



Fonte: Autores

6 - CONCLUSÕES

Diante dos resultados numéricos computacionais apresentados anteriormente, especificamente para a ligação estudada, é possível concluir que:

- A proposta analítica de Frye-Morris, tem um comportamento próximo aos níveis de protensão nos parafusos de 20% e 30% do valor especificado pela ABNT NBR 8800:2008.

- Para os níveis de protensão no parafusos de 5, 10 e 20% do valor especificado é possível observar valores maiores da rotação final da ligação, precedidos por deslizamentos entre superfícies de contato.

- Os deslizamentos detectados para os níveis de protensão 5, 10 e 20% fazem que a ligação tenha um comportamento tipo por contato, ainda nas etapas iniciais de carregamento, fazendo com que os parafusos passem a ser solicitados à esforços de cisalhamento.

7 - AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da PROPESP – Pró-Reitoria de Pesquisa, Inovação e Pós-graduação do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Sul-Rio-Grandense – IFSUL (PE06180818/116).

8 - REFERÊNCIAS

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

BAIÃO F., O. T.; SILVA, A. C. V.. **Ligações para Estruturas de Aço – Guia Prático para Estruturas com Perfis Laminados**. Perfis Gerdau Açominas, 7ed, 2018.

FAELLA, C.; PILUSO, V.; RIZZANO, G. **Experimental analysis of bolted connections: snug versus preloaded bolts**. Journal of Structural Engineering, v.7, p. 765-774, 1998.

FRYE, M. J.; MORRIS, G. A. **Analysis of Flexibly Connected Steel Frames**. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 2, n.3, p. 280-291, 1975.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



AVALIAÇÃO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS VIA DIFERENTES MÉTODOS DO MODELO DA DIAGONAL EQUIVALENTE

Alessandro Onofre Rigão¹, Rodrigo Bordignon², João Kaminski Junior³, Gerson Moacyr Sisniegas Alva⁴

^{1,2} Doutorando do PPGEC da UFSM

³ Orientador, Professor do PPGEC da UFSM

⁴ Coorientador, Professor do Curso de Engenharia Civil da UFU

RESUMO: Avaliou-se pórticos em concreto armado com inclusão das alvenarias, analisou-se deslocamentos e tensões usando modelos que adotam o método da diagonal equivalente. Esses valores são comparados com dados de modelo numérico via MEF.

INTRODUÇÃO:

É consenso entre profissionais e pesquisadores da área estrutural que as paredes de vedação aumentam a rigidez lateral da edificação, além de alterar a distribuição dos esforços das vigas e pilares do seu entorno.

Diversas pesquisas tem confirmado o ganho de rigidez e modificação do comportamento de pórticos preenchidos sob influência de cargas laterais comparados a mesma estrutura sem a contribuição do preenchimento (GHOSH e AMDE, 2002; SHING e MEHRABI, 2002; MADIA, 2012; LI, et al., 2011; UVA, et al., 2012).

O modelo mais simplificado adotado para considerar o painel de preenchimento no modelo de pórtico é a sua substituição por uma barra diagonal birrotulada (Figura 1), cujo modelo é conhecido como Modelo de Diagonal Equivalente (MDE).

Dentro deste conceito, vários pesquisadores realizaram estudos e propuzeram formulações como Holmes (1961), Stafford-Smith (1962), Mainstone (1974), Liaw e Kwan (1984), Moreira (2002), entre outros visando à obtenção de um modelo de única diagonal que, de forma satisfatória, simulasse o desempenho de pórticos preenchidos.

A maioria das propostas que utilizam o MDE, adotam a espessura (t) da diagonal equivalente como a mesma da alvenaria, enquanto a largura (w) é calculada em função dos parâmetros geométricos e mecânicos da parede e do pórtico de contorno.

A substituição da alvenaria por uma barra diagonal mostra-se vantajosa, devido ao baixo esforço computacional para seu processamento, simulando de forma aproximada o comportamento global da estrutura. Entretanto, os principais métodos existentes na literatura ao serem comparados entre si ou com métodos mais realistas, apresentam valores dispersos para deslocamentos e esforços.

Fazendo uso das principais expressões utilizadas no meio técnico que adotam o MDE, a proposta do presente trabalho pretende verificar o deslocamento horizontal e tensões em pórticos em concreto armado de um pavimento preenchidos com alvenaria cerâmica. Os valores serão comparados com um modelo mais realista simulado via Método dos Elementos Finitos (MEF).

As expressões escolhidas para o estudo foram o modelo de Mainstone (1974), Hendry (1981) e Durrani e Luo (1994). As formulações dos modelos constam no quadro 1. Além disso, fez-se uso da expressão do projeto de revisão da norma nacional de alvenaria estrutural (projeto de norma PN 002.123.010-001) cuja equação para consideração das alvenarias é idêntica à adotada pela norma canadense (CSA S304-14) com a largura da diagonal adaptada da proposta de Hendry (1981).

Quadro 1 – Expressões para o cálculo da largura da diagonal equivalente.

Modelo	Equação	Parâmetros
Mainstone (1974)	$w = 0,175(\lambda H)^{-0,4}d$	$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_w t \cdot \text{sen}(2\theta)}{4E_c I_p h_w}}$
Hendry (1981)	$w = \frac{\sqrt{(\alpha_p^2 + \alpha_v^2)}}{2}$	$\alpha_v = \frac{\pi}{\lambda_v} \leq 1$ $\alpha_p = \frac{\pi}{2\lambda_p} \leq h_w$ Sendo: $\lambda_p = \sqrt[4]{\left(\frac{E_w t \text{sen}(2\theta)}{4E_p I_p h_w}\right)}$ $\lambda_v = \sqrt[4]{\left(\frac{E_w t \text{sen}(2\theta)}{4E_v I_v L_w}\right)}$
Durrani e Luo (1994)	$w = \gamma \cdot \text{sen}(2\theta)d$	$\gamma = 0,32\sqrt{\text{sen}(2\theta)} \left(\frac{H^4 E_w t}{m E_p I_p h_w}\right)^{-0,1}$ $m = 6 \left(1 + \frac{6E_v I_v H}{\pi E_p I_p L}\right)$

Onde:

w = largura da diagonal equivalente

t = espessura da parede

d = comprimento da diagonal equivalente

h_w = altura da parede

H = distância entre eixos das vigas (pé direito estrutural)

θ = ângulo da diagonal equivalente com a horizontal

L_w = largura da parede

L = distância entre eixos dos pilares

λ_p = comprimento de contato entre pórtico e pilar

λ_v = comprimento de contato entre pórtico e viga

E_w = módulo de elasticidade da parede

E_c = módulo de elasticidade do concreto (estrutura)

E_p = módulo de elasticidade do pilar

E_v = módulo de elasticidade da viga

I_p = momento de inércia do pilar

I_v = momento de inércia da viga

$E_{w\theta}$ = módulo de elasticidade da parede na direção da diagonal equivalente

A_c = área da seção transversal do pilar

A_b = área da seção transversal da viga

A figura 1 ilustra os principais parâmetros geométricos do modelo da diagonal equivalente.

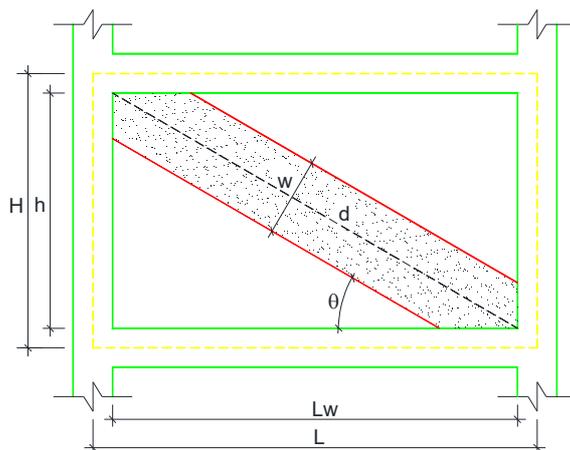


Figura 1 – Modelo da diagonal equivalente.

A escolha da expressão de Durrani e Luo (1994) foi realizada, pois em estudo realizado por Montandon (2018) em pórticos preenchidos de um pavimento, verificou-se que os deslocamentos horizontais foram próximos aos do modelo plano de referência realizado via MEF. Os modelos de Maistone (1974) e Hendry (1981) foram escolhidos por serem principais equações citadas na literatura que utilizam o MDE. Além disso, buscou-se os resultados do MDE do projeto de revisão da norma de alvenaria estrutural.

O projeto da norma de revisão da norma de alvenaria estrutural adota a mesma formulação da proposta de Hendry para o cálculo da largura da diagonal equivalente, contudo para evitar valores discrepantes, a largura da diagonal não deve exceder a 1/4 do comprimento da diagonal.

DESENVOLVIMENTO:

Os pórticos preenchidos analisados são em concreto armado, preenchidos com alvenaria cerâmica de vedação. A largura de todos elementos (vigas, pilares e alvenarias) são de 19 centímetros, já a altura das vigas são de 40 cm. A altura dos pilares adotou-se os valores de 40, 60, 80 e 100 cm.

As dimensões dos pórticos estão apresentadas na figura 2. A linha tracejada representa a linha média que passa pela altura dos elementos estruturais, cujas dimensões foram usadas para os modelos de barras.

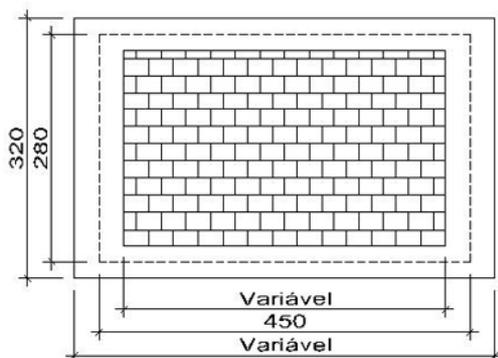


Figura 2 – Geometria dos pórticos analisados.

Todas análises foram realizadas em regime elástico-linear. O módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do concreto foi considerado como 25000 MPa e 0,20, enquanto para a alvenaria, essas propriedades foram adotadas como 450 MPa e 0,15.

As forças horizontais foram aplicadas no topo dos pórticos vazios suficientes para atingir o deslocamento de 3,294 mm (equivalente a $h/850$ no Estado Limite de Serviço - ELS), considerando os trechos rígidos, conforme as recomendações da NBR 6118:2014. A tabela 1 resume os valores das forças horizontais obtidas as quais foram utilizadas para estudo dos pórticos preenchidos.

Tabela 1 – Forças horizontais adotadas nos pórticos preenchidos.

Altura pilar (cm)	Força Horizontal (kN)	Aplicação força
40	39,83	
60	59,00	
80	75,04	
100	91,18	

A avaliação entre os deslocamentos máximos no topo dos pórticos foram comparadas em relação ao deslocamento horizontal limite de 3,924 mm sobre o ponto de aplicação da força horizontal. A tabela 2 apresenta os deslocamentos horizontais obtidos nas simulações. Já a figura 3 compara a diferença percentual dos deslocamentos entre os modelos em relação ao valor de $h/850$.

Tabela 2 – Deslocamentos horizontais nos modelos analisados (mm).

Pórtico	MEF		Mainstone		Hendry		Norma		Durrani e Luo	
	Valor	Diferença	Valor	Diferença	Valor	Diferença	Valor	Diferença	Valor	Diferença
P40	1,663	50,48%	2,059	62,51%	1,029	31,24%	1,537	46,66%	1,657	50,30%
P60	1,958	59,43%	2,280	69,22%	1,321	40,10%	1,880	57,07%	1,986	60,29%
P80	2,140	64,96%	2,382	72,31%	1,365	41,44%	2,034	61,75%	1,980	60,11%
P100	2,292	69,57%	2,475	75,14%	1,515	45,99%	2,196	66,67%	2,059	62,51%

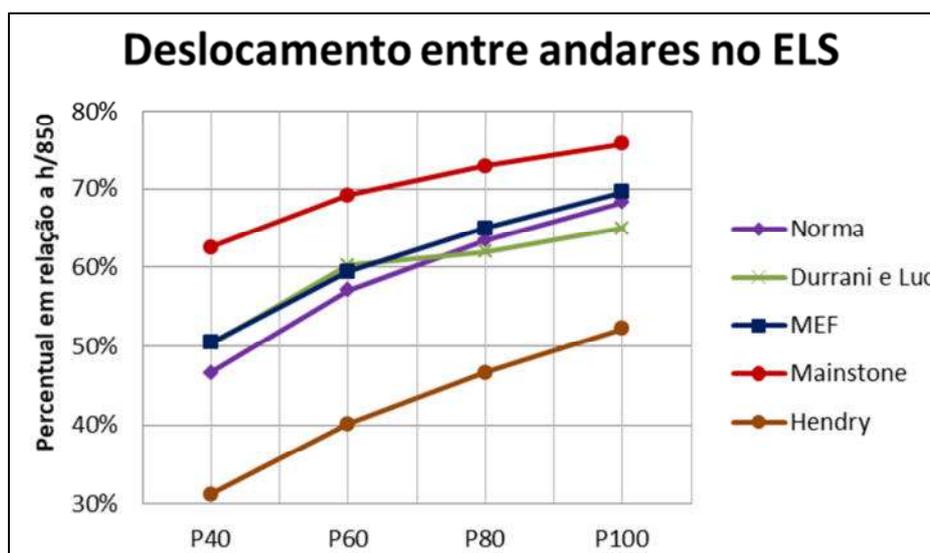


Figura 3 – Deslocamentos dos modelos em relação ao deslocamento-limite $h/850$.

Os dados evidenciam a contribuição das alvenarias para o enrijecimento lateral. Para todas as análises realizadas, observa-se que o aumento da altura dos pilares reduz a contribuição das alvenarias no enrijecimento lateral. Este comportamento foi oposto do esperado, contudo uma das razões para este panorama pode ser o fato dos pórticos com pilares mais rígidos estarem submetidos a maiores forças horizontais, além disso, a

rigidez do pórtico em relação a barra diagonal é maior, reduzindo a participação da diagonal na estabilidade lateral.

Considerando como valor de referência os valores obtidos pelo modelo MEF, a redução do deslocamento lateral nos pórticos preenchidos foi da ordem de 30% a 50%.

O modelo de Mainstone (1974) foi o que mostrou-se menos rígido, apresentando redução em torno de 25% a 38%. Os menores deslocamentos foram obtidos no modelo de Hendry (1981). A redução do deslocamento lateral neste modelo em relação ao valor de $h/850$ variou de 54% a 69%.

O modelo de Durrani e Luo (1994) e da proposta de norma de alvenaria apresentaram valores bem próximos ao modelo MEF, sugerindo serem, dentre as expressões analisadas que adotam o conceito da diagonal equivalente, as mais adequadas para estimativa de deslocamentos.

O estudo das tensões nos modelos de barra foram obtidas a partir da conversão dos esforços (momento fletor, cisalhamento e força normal) em tensões através das formulações oriundas da resistência dos materiais.

As tensões nos modelos da diagonal equivalente foram obtidas a partir da conversão dos esforços (momento fletor, cisalhamento e força normal) em tensões através das formulações clássicas oriundas da Resistência dos Materiais.

Para as tensões normais (σ_x e σ_y) considerou-se a contribuição da parcela da força normal através do cálculo da tensão normal sob esforço de flexo-compressão através da equação $\sigma = \left(\frac{M.y}{I}\right) + \frac{N}{A}$. Já a tensão máxima de cisalhamento (τ_{xy}) usou-se a expressão $\tau = f \cdot \frac{V}{A}$, considerando um fator de forma $f = 1,5$ para seções retangulares.

No modelo MEF não foi necessária esta conversão, pois este, devido a sua formulação e conceito do seu método, já fornece diretamente as tensões.

A leitura dos esforços em todos modelos foram realizadas sobre os pilares nos pórticos P40, P60, P80 e P100 na extremidade direita superior. Esses valores foram comparados com os valores médios nas mesmas posições no modelo plano MEF, onde a leitura das tensões normais foram consideradas nas posições mais próximas às bordas dos elementos (afastadas da linha neutra).

A tabela 3 apresenta a leitura das tensões nos diversos modelos a diferença percentual refere-se ao modelo MEF, já a figuras 4 mostra o comparativo entre os dados coletados.

Tabela 3 – Tensões nos modelos analisados (MPa).

		Mainstone	Diferença	Hendry	Diferença	Norma	Diferença	Durrani e Luo	Diferença	MEF Ansys
P40	σ_X	1,792	0,8%	0,888	50,9%	1,334	26,1%	1,439	20,3%	1,806
	σ_Y	1,527	11,1%	0,765	55,4%	1,145	33,3%	1,235	28,1%	1,717
	τ_{XY}	0,246	61,3%	0,122	80,8%	0,183	71,1%	0,197	68,9%	0,634
P60	σ_X	0,972	61,3%	0,560	80,7%	0,800	72,4%	0,813	72,0%	2,899
	σ_Y	0,619	66,5%	0,398	80,2%	0,566	71,8%	0,576	71,3%	2,006
	τ_{XY}	0,269	69,1%	0,155	83,7%	0,222	76,7%	0,225	76,4%	0,952
P80	σ_X	0,630	71,7%	0,402	89,1%	0,548	85,2%	0,534	85,5%	3,688
	σ_Y	0,272	82,9%	0,218	90,4%	0,296	86,9%	0,289	87,2%	2,266
	τ_{XY}	0,271	88,0%	0,173	85,6%	0,236	80,3%	0,230	80,8%	1,198
P100	σ_X	0,475	77,4%	0,326	92,6%	0,428	90,3%	0,406	90,8%	4,410
	σ_Y	0,110	89,2%	0,124	95,2%	0,162	93,7%	0,154	94,1%	2,598
	τ_{XY}	0,275	95,8%	0,189	91,8%	0,248	89,3%	0,235	89,8%	2,313

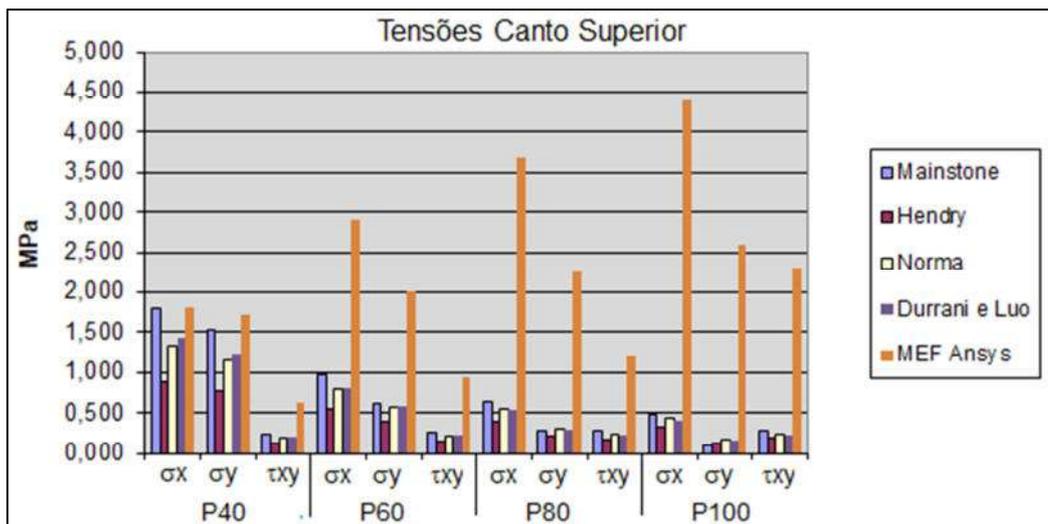


Figura 4 – Comparativos das tensões entre os modelos.

Comparando os dados das expressões analisadas que adotam o MDE, observa-se que as tensões fornecidas por esses modelos de barras são inferiores ao modelo via MEF. A tendência é de aumento da diferença entre valores para os casos pilares maiores. Em relação às tensões normais, o modelo de Mainstone (1974) foi o que se mostrou mais próximo ao modelo plano no pórtico P40. Nos demais casos, o seu desempenho foi semelhante aos demais modelos, com diferenças superiores a 60%.

O modelo da proposta de norma de alvenaria estrutural obteve valores semelhantes ao modelo de Durrani e Luo (1994) em todas análises de tensões. Esses modelos apresentaram diferenças consideráveis em relação ao modelo MEF, com maiores diferenças quando se considera pórticos com pilares mais rígidos.

O método menos eficiente para estimativa de tensões foi o modelo de Hendry (1981). Este modelo apresentou as menores tensões comparadas aos demais métodos.

Analisando as tensões de cisalhamento, todos modelos de barra expressaram comportamentos semelhantes. As leituras para um mesmo pórtico apresentaram diferenças da ordem de 60% a 95%. A proposta de Durrani e Luo (1994) foi a que forneceu maiores leituras, enquanto a de Hendry (1981) foi a que apresentou as maiores diferenças em relação ao modelo MEF. Os dados fornecidos pela equação da proposta de norma foram semelhantes às leituras do modelo de Maistone (1974) para os casos analisados.

Exceto para a análise do pórtico P40, observou-se grande diferença de leituras para as tensões entre os modelos de barra e o modelo plano de referência via MEF. Como este comportamento não foi observado de forma tão incisiva nas análises de deslocamentos, estima-se que a metodologia de obtenção das tensões não tenha sido adequada.

Pretende-se em outros trabalhos aprofundar as análises transformando os esforços nos modelos de barra em tensões principais e realizar o comparativo entre os valores do modelo MEF. Outra proposta é realizar a conversão das leituras das tensões ao longo das seções mais carregadas, convertendo as tensões do modelo plano em forças normais, de cisalhamento e momento fletor.

CONCLUSÕES:

O trabalho realizou o estudo do deslocamento lateral e tensões para pórticos simples utilizando os principais métodos que adotam o conceito da diagonal equivalente (MDE), comparando os valores com modelo plano via MEF. Foram utilizados os principais métodos de diagonal equivalente utilizados na literatura e o método da proposta de norma.

A análise de deslocamento lateral mostrou, para os casos analisados, que o modelo da proposta de norma de alvenaria estrutural e de Durrani e Luo (1994) obtiveram boa correlação com as leituras do modelo MEF. Já o modelo de Maistone (1974) e Hendry (1981) apresentaram leituras mais afastadas, sugerindo serem menos confiáveis para este tipo de estudo.

A avaliação das tensões mostrou valores inferiores ao modelo MEF para todos os pórticos analisados. Para o pórtico P40 a diferença entre os modelos em relação ao modelo MEF foi pequena, já nos demais casos, as diferenças foram mais significativas ao analisar pórticos com pilares maiores. Novamente o modelo da proposta de norma obteve valores semelhantes ao método de Durrani e Luo (1994). Exceto no pórtico P40, todos modelos obtiveram consideráveis diferenças de valores em relação ao modelo MEF. Pretende-se em trabalhos futuros aprimorar a metodologia de análise de tensões comparando as tensões principais ou transformando as tensões do modelo MEF em esforços normais, cisalhantes e momentos fletores, visando a confirmação deste comportamento.

REFERÊNCIAS:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. PN 002:123.010-001/1 Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto. ABNT. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. ABNT. Rio de Janeiro, 2014.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA). **S304-14**: Design of Masonry Structures. CSA. Ontario, 2014.

DURRANI, A.J.; LUO, Y.H. **Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills**. Proceedings from the NCEEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills, National Center for Engineering Earthquake, Buffalo, N.Y., 1994.

GHOSH, A. K.; AMDE, A. M. **Finite element analysis of infilled frames**. Journal of Structural Engineering, v. 128, n. 7, p. 881-889, 2002.

HENDRY, A. W. **Structural Brickwork**. MacMillan, London, 1981.

HOLMES, M. **Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling**. Proc. Inst. Civ. Eng, v. 19, p. 473-478, 1961.

LI, B. et al. **The influence of non-structural components on tall building stiffness**. The structural design of tall and special buildings, v. 20, n. 7, p. 853-870, 2011.

LIAUW, T.C.; KWAN, K.H. **Nonlinear behavior of non-integral infilled frames**. Computers and Structures, v.18, n.3, p.551-560, 1984.

MADIA, F. C. A. R. **Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria**. 2012, 142p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, UFSCar, São Carlos, 2012.

MAINSTONE, R.J. **Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames**. Building Research Station, Garston, UK, 1974.

MONTANDON, G. A. **Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com blocos cerâmicos em edifícios de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, UFU, Uberlândia, 2018, 89 p.

MOREIRA, T. V. **Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas**. 2002. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

SHING, P. B.; MEHRABI, A. B. **Behaviour and analysis of masonry-infilled frames**. Progress in Structural Engineering and Materials, v. 4, n. 3, p. 320-331, 2002.

STAFFORD-SMITH, B. **Lateral stiffness of infilled frames**. ASCE Journal of Structural Division, v. 88, n. ST6, p. 183-199, 1962.

UVA, G. et al. **On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings**. Engineering Structures, v. 42, p. 83-94, 2012.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



RELAÇÕES DIMENSIONAIS DE PERFIS METÁLICOS FORMADOS A FRIO

Wesley Chimento ¹, Ricardo Fabeane ², Juliana Triches Boscardin ³

¹ Acadêmico do Curso de Engenharia Civil do CESURG

² Orientador, Professor do Curso de Engenharia Civil do CESURG

³ Co-Orientador, Professor do Curso de Engenharia Civil do CESURG

RESUMO:

No Brasil, as pesquisas em estruturas de aço têm se intensificado devido a grande utilização dos perfis de aço formados a frio, uma vez que o mesmo permite a flexibilização da geometria da seção transversal dos perfis, o que permite a execução de um dimensionamento otimizado para os esforços atuantes. Com base nisso se propôs a aplicação de técnicas de otimização para determinação de relações dimensionais ótimas de perfis U e U enrijecidos conformados a frio submetidos a compressão axial, para que assim se pudesse avaliar quais as melhores seções para diferentes comprimentos e espessuras dos perfis e fazer um comparativo de carga x peso entre os perfis U e Ue para as seções otimizadas. O método de otimização escolhido foi o método do Gradiente Reduzido Generalizado (GRG), quanto ao material, o aço escolhido foi o aço ZAR 345. Ao término da pesquisa, pode-se constatar que foi possível encontrar relações de fácil utilização que conduzem a resultados próximos do ótimo para as dimensões de perfis U e Ue.

INTRODUÇÃO:

Embora os sistemas de construção em concreto e alvenaria ainda sejam os mais tradicionais e predominantes no Brasil, nas últimas décadas tem-se evidenciado um crescimento na realização de construções em aço. Alguns dos fatores que sustentam essa mudança são a necessidade da execução de obras de forma mais rápida, com menores desperdícios e com uma qualidade elevada; o que, para o sistema de construção em aço, são características comuns. Mesmo sendo possível listar uma série de vantagens das construções em aço perante os sistemas tradicionais, este sistema ainda não se tornou o mais empregado no Brasil por um motivo principal: seu alto custo de execução se comparado com os demais sistemas

Como uma maneira de contornar essa barreira e tornar as construções em aço mais competitivas, os profissionais de projeto são cada vez mais cobrados pelo desenvolvimento de soluções otimizadas que tirem proveito das principais características do aço. Para que isso seja possível, avanços constantes em pesquisas sobre o material, sobre os sistemas

de construções e sobre o dimensionamento de seus elementos são uma necessidade fundamental.

Grigoletti (2008) cita a grande utilização dos perfis de aço formados a frio na atualidade tendo como fundamento a grande aplicação dos mesmos, ora sendo empregados na construção civil convencional (prédios residenciais e industriais) ora em estruturas mecânicas, tais como estruturas de veículos. As atuais exigências econômicas fazem com que estes perfis tenham, cada vez mais, alto desempenho estrutural.

Uma das características dos perfis formados a frio que tem destacada importância na viabilização de construções com esse sistema está na flexibilização da geometria da seção transversal dos perfis. Essa característica é expressa pela possibilidade da criação de geometrias diversas ou pela execução de geometrias padrões com diferentes relações dimensionais entre seus elementos, o que permite a execução de um dimensionamento otimizado para os esforços atuantes.

Chamberlain Pravia e Kripka (2008) realizaram um estudo que consistiu em determinar o peso mínimo para perfis U formados a frio com e sem enrijecedores de borda, utilizando como base a norma norte americana AISI de 2001. O método de otimização utilizado no estudo foi o Método do Recozimento Simulado, e foram considerados os métodos de falha dos perfis por escoamento da seção transversal, flambagem global por flexo compressão, flambagem local de placa e flexo torção. Como resultado, chegou-se a uma grande redução do peso dos perfis, e pode-se constatar que a adição de enrijecedores de borda nos mesmos proporcionou uma redução significativa no peso dos perfis estudados, mostrando-se muito promissor ao proporcionar uma redução geral de cerca de 24% do peso nos casos analisados.

Percebe-se, portanto, que uma grande evolução nos projetos com perfis formados a frio poderia ser obtida caso fossem conhecidos parâmetros de fácil aplicação na definição da seção transversal dos elementos que conduzissem a um dimensionamento otimizado (ou muito próximo do ótimo), do que resultaria em estruturas de elevada relação resistência/peso, e na maior competitividade deste sistema.

Com base nisto, este estudo visa a determinação de relações dimensionais ótimas de perfis U (U) e U enrijecidos (Ue) formados a frio submetidos a compressão axial. As geometrias de perfis U e Ue sob compressão foram utilizadas neste trabalho por serem de ampla aplicação em estruturas típicas de perfis formados a frio, como em treliças, por exemplo.

A busca pelas seções ótimas destes perfis é realizada através da formulação matemática do problema e da aplicação de um método de otimização. Uma vez conhecidas relações dimensionais, torna-se de fácil aplicação a engenheiros estruturais fazer o uso destas informações ainda na fase de pré-dimensionamento da seção transversal dos perfis.

DESENVOLVIMENTO:

Para a obtenção dos dados, foi criada no software MS Excel uma planilha de cálculo da capacidade resistente de perfis formados a frio de seção U e Ue submetidos a compressão centrada.

Os parâmetros adotados para que se pudesse criar a planilha e fazer com que a mesma retornasse os resultados necessários para o estudo, basearam-se na norma ABNT NBR 14762:2010, e o método escolhido para a realização do estudo foi o Método da Seção Efetiva. A escolha do método deve-se a sua facilidade de aplicação e implementação.

A metodologia adotada foi fixar alguns dos parâmetros para o estudo e determinar quais as dimensões da seção transversal que resultam na maior resistência axial do perfil para cada uma das seções estudadas. Criada a planilha sobre os parâmetros citados anteriormente, a mesma foi testada comparando valores já existentes tanto de capacidade

resistente quando de outras propriedades de perfis já conhecidos. Após esses testes, começaram a ser efetuadas as análises para determinação das dimensões ótimas.

Para o desenvolvimento deste trabalho, foram tomados elementos submetidos a compressão centrada com comprimentos destravados para flambagem em relação aos eixos principais “x” e “y” no intervalo de 1,0m a 3,0m, com variação dos casos a cada 0,50m. Tal faixa de comprimentos é tomada tendo-se em conta que a maior parte da aplicação dos casos cobertos neste estudo dá-se em estruturas treliçadas, para as quais a faixa de comprimentos proposta costuma ser utilizada.

Com vista a obter resultados relacionados aos materiais comumente utilizados em perfis formados a frio, foram realizados estudos utilizando o material (ZAR 345), aço estrutural de alta resistência. Tal aço possui propriedades mecânicas semelhantes ao aço ASTM A572Gr50, este que é amplamente utilizado em perfis soldados e laminados.

No que se refere a faixa de espessuras, os estudos desenvolvidos foram baseados nas espessuras de 1,95mm; 2,30mm; 2,70mm e 3,00mm. A escolha destas espessuras se deu em função de sua grande aplicação na confecção de elementos formados a frio.

Considera-se neste estudo que os perfis otimizados serão obtidos de tiras de aço extraídas de chapas com largura total de 1200mm. Como a geração de sucata é um limitante prático a ser considerado no projeto de perfis dobrados, optou-se pela análise de perfis que apresentem uma largura plana máxima múltipla de 1200mm, eliminando ou diminuindo assim o percentual de sucata gerado. Os valores escolhidos como máximos para a planificação da seção do perfil foram de 200mm (6 perfis/chapa), 300mm (4 perfis/chapa) e 400mm (3 perfis/chapa).

Conforme restrição imposta, o índice de esbeltez máximo dos perfis gerados (KL/r) não deve ser superior a 200.

Para cálculo dos perfis pelo método da seção efetiva, a norma ABNT NBR 14762:2010 impõem como limites algumas relações dimensionais para que se possa calcular o coeficiente de flambagem local para cada seção de perfil. As limitações dimensionais impostas pela norma são as de que para perfis U e Ue a relação “bf/bw” não deve ser superior a 1 e nem inferior a 0,1, e para perfis Ue ainda impõem que a relação entre suas dimensões “D/bw” não deve ser inferior a 0,1 e nem superior a 0,3.

O método de otimização utilizado para que se pudesse chegar nas dimensões ótimas dos perfis foi o Método do Gradiente Reduzido Generalizado (GRG), o qual é disponibilizado pelo software MS Excel. O uso desse método deu-se seguindo a seguinte formulação:

Maximizar:

$f(x)=N_c, R_d$ (Capacidade resistente do perfil)

Variando:

bw (Dimensão da alma do perfil)

bf (Dimensão das abas do perfil)

D (Dimensão dos enrijecedores do perfil)

Sujeito as Restrições:

$bw > 0$ (Dimensão da alma do perfil)

$bf > 0$ (Dimensão das abas do perfil)

$D > 0$ (Dimensão dos enrijecedores do perfil)

$0,1 \leq bf/bw \leq 1,0$ (Restrição imposta pela NBR14762:2010)

$0,1 \leq D/bw \leq 0,3$ (Restrição imposta pela NBR14762:2010)

$D/bw \geq D/bw \text{ mín}$ (Valores mínimos da relação D/bw, para dispensar a verificação da flambagem distorcional)

$(KL/r)_x \leq 200$ (Limites do índice de esbeltez dos elementos)

$(KL/r)_y \leq 200$ (Limites do índice de esbeltez dos elementos)

$Lch \leq (200,300 \text{ ou } 400)$ (Largura de chapa plana, para cada caso um valor)

Para a aplicação do método foi determinada a precisão da restrição como sendo 0,001 e tamanho da população como sendo 100000 para que assim se pudesse chegar a um resultado ótimo global para cada perfil testado. Para os perfis do tipo U simples o valor de “D” foi fixado como zero, e não se utilizaram as restrições de relações dimensionais impostas pela norma ABNT NBR 14762:2010, que se relacionavam a essa dimensão.

No momento de análise das seções U e Ue, os parâmetros alterados no processo de otimização foram simplesmente os valores de comprimento destravado do perfil, a largura plana da chapa e a espessura do perfil, além de a dimensão do enrijecedor para perfis U ter sido mantido com valor de 0, mantendo assim como constante para ambos os tipos de perfis as propriedades do material escolhido. As variáveis modificadas durante o processo de otimização foram as dimensões da seção de cada tipo de perfil: para perfil U a dimensão “bw”, que representa a altura total dos perfis e a dimensão “bf” que representa as abas dos perfis; e para perfis Ue também a dimensão “D” que representa a dimensão dos enrijecedores presentes nos perfis enrijecidos.

Para os perfis de seção U os dados obtidos foram a capacidade resistente máxima de cada perfil e suas dimensões ótimas, levando-se em consideração tanto a espessura dos perfis como também a largura de chapas planas e comprimento destravado dos mesmos, obtendo-se assim a relação “bf/bw” ótima para cada caso de perfil.

Analisados os resultados obtidos, pode-se observar que a melhor dimensão bf para perfis U simples que conduz a capacidade máxima a compressão para os tamanhos de chapa plana fixados, independentemente de sua espessura e para comprimento destravado de perfil entre 1 e 3 metros, está entre 0,43 e 0,53 bw como apresentado no Tabela 1 a seguir.

Tabela 1: Relações bf/bw para perfis U

Relações bf/bw Perfis U				
Comprimentos Destravados	Espessuras			
	1,95 mm	2,30 mm	2,70 mm	3,00 mm
1,00 m	0,43219	0,43160	0,43525	0,43382
1,50 m	0,43607	0,43622	0,44033	0,44793
2,00 m	0,44053	0,45210	0,46553	0,47565
2,50 m	0,45840	0,47306	0,48975	0,50399
3,00 m	0,47555	0,49305	0,51412	0,53251

Considerando os perfis U enrijecidos, os dados coletados foram a capacidade resistente de cada perfil e as dimensões ótimas obtidas. Para os perfis Ue, diferentemente dos perfis U, os dados coletados também incluíram a dimensão “D”, a qual para perfis de seção U era tida com o valor de zero. Com os dados coletados, foram geradas então as relações dimensionais, levando em conta a espessura de cada perfil analisado e seu comprimento destravado, obtendo-se assim as relações “bf/bw” e “D/bw” ótimas para cada caso de perfis como mostrados nas Tabelas 2 e 3 respectivamente.

Tabela 2: Relações bf/bw para perfis Ue

Relações bf/bw Perfis U enrijecidos				
Comprimentos Destravados	Espessuras			
	1,95 mm	2,30 mm	2,70 mm	3,00 mm
1,00 m	0,72200	0,67200	0,60300	0,56500
1,50 m	0,63800	0,60000	0,57400	0,54300

2,00 m	0,55500	0,53800	0,54800	0,52500
2,50 m	0,50300	0,51600	0,52900	0,51600
3,00 m	0,49000	0,50800	0,52200	0,53900

Tabela 3: Relações D/bw para perfis Ue

Relações D/bw Perfis U enrijecidos				
Comprimentos Destravados	Espessuras			
	1,95 mm	2,30 mm	2,70 mm	3,00 mm
1,00 m	0,300	0,300	0,300	0,300
1,50 m	0,300	0,300	0,300	0,300
2,00 m	0,300	0,300	0,300	0,300
2,50 m	0,300	0,300	0,296	0,300
3,00 m	0,298	0,300	0,300	0,294

Para relações ótimas de bf/bw , foram feitas as relações primeiramente levando em conta as espessuras de cada perfil e o comprimento destravado dos mesmos. Pode-se observar que as médias entre as melhores relações dimensionais para a relação bf/bw variou numa faixa entre 0,72 e 0,49, dependendo tanto da espessura quanto do comprimento destravado de cada perfil, quase que apresentando um nível decrescente conforme aumenta o comprimento destravado dos mesmos. Observa-se também que, quanto maior a espessura do perfil menor a variação dessas relações.

Da mesma forma, as relações dimensionais D/bw para perfis Ue foram geradas. Todas as relações médias D/bw ficaram em uma faixa entre 0,29 e 0,3, o que representa que as dimensões dos enrijecedores foram quase sempre a máxima possível determinada por norma, a qual restringe a relação máxima D/bw à 0,3. Isto indica que quanto maior o enrijecedor presente no perfil, maior sua capacidade resistente a compressão.

CONCLUSÕES:

Ao termino da pesquisa, pode-se constatar que foi possível encontrar relações de fácil utilização que conduzem a resultados próximos do ótimo para as dimensões de perfis U e Ue, relações essas condicionadas a parâmetros variáveis de comprimentos destravados de perfis e espessuras dos mesmos. Para perfis U simples foi possível constatar que as relações ideais de bf/bw para perfis de 1 a 3 metros de comprimento destravado está entre a faixa de 0,43 a 0,5, gerando assim uma relação com uma boa precisão condicionada aos comprimentos destravados de perfis considerados. Nos caso dos perfis Ue no entanto, nota-se que as relações bf/bw tem uma grande variação quando condicionadas a espessura e ao comprimento destravado dos perfis, ou seja, quando leva-se em conta os dois parâmetros essas variações podem ser consideráveis, no entanto, quando feitas as médias das espessuras e levado em conta apenas os comprimentos destravados dos perfis, as relações práticas ideais de bf/bw para perfis com comprimento destravado de 1 à 3 metros podem se encontrar na faixa de 0,5 à 0,65, variando somente conforme seu comprimento destravado. Já para relação de D/bw, constatou-se que as relações ideais para todas as espessuras e comprimentos destravados do perfil foi de 0,3, o que faz com que se considere sempre a relação máxima limitada pela norma ao Método da Seção Efetiva.

AGRADECIMENTOS:

Ao Centro de Inovação Tecnológica (CITEC) do CESURG unidade Marau, pelo incentivo concedido.

REFERÊNCIAS:

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR. 6355: Perfis estruturais de aço formados a frio–Padronização. (2012).

CHAMBERLAIN PRAVIA, Zacarias M.; KRIPKA, Moacir. Otimização numérica e experimental de perfis U formados a frio sujeitos à compressão. Rem: Revista Escola de Minas, v. 61, n. 3, 2008.

GRIGOLETTI, Gladimir de Campos. Otimização via algoritmos genéticos de perfis U formados a frio submetidos à compressão utilizando o Método da Resistência Direta. 2008.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural



Universidade de Passo Fundo

21 e 22 de outubro de 2019

ESTUDO DO INCREMENTO DE RIGIDEZ À FLEXÃO EM VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO EM ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Dainara Lauermann, Acadêmica do Curso de Engenharia Civil, Universidade Unochapeco
Bruno Tasca de Linhares, Orientador, Professor do Curso de Engenharia Civil-
Universidade Unochapeco

RESUMO: Neste estudo realizou-se um comparativo do ganho de inércia em duas vigas homogêneas com seção retangular, sendo uma com armadura ativa e a outra com armadura passiva, analisadas ao Estado Limite de Serviço ELS.

INTRODUÇÃO:

O dimensionamento/verificação de estruturas, faz-se pelo atendimento a critérios de ruína e durabilidade, os chamados Estados Limites. Os estados limites são situações a que uma estrutura está submetida, e que comprometem seu desempenho, para as quais foi construída. De acordo com a NBR 8681:2003, há dois estados limites: Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS).

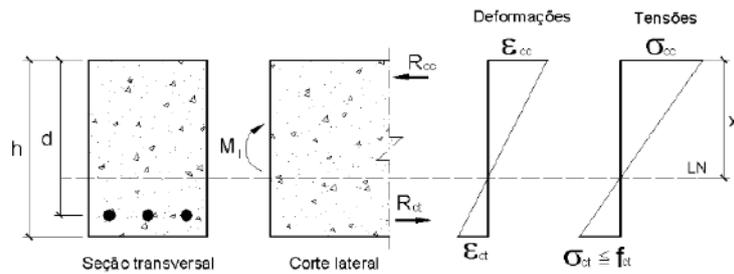
Segundo a norma NBR 6118:2014, os deslocamentos de umas vigas de concreto armado submetidas a combinações de cargas de serviço (ELS) são obtidos pela homogeneização da armadura passiva existente e da seção transversal de concreto nos Estádios I ou II. O Estádio I configura uma deformada elástica da seção transversal em que o concreto, que não é bom material a tração. O Estádio II, por outro lado, trata da deformada elástica, na qual a tensão de tração limite para o concreto foi atingida e, portanto, o concreto está fissurado e não contribui ao equilíbrio elástico, assim havendo os esforços da armadura passiva e a ativa.

Tendo como objetivo, quantificar a taxa de incremento de inércia (incremento de rigidez) de uma seção transversal de concreto protendido, devido às presenças da armadura ativa e principalmente da força de pré-alongamento, no Estádio I para o Estado Limite de Serviço (ELS). E comparando as rigidezes homogeneizadas em Estádio I entre uma seção transversal de concreto armado e uma de concreto protendido de mesma inércia bruta.

DESENVOLVIMENTO:

A primeira etapa de deformação é chamada de Estádio I. Esta fase recebe um carregamento de baixa intensidade fazendo surgir um momento fletor também de baixa intensidade. As tensões de tração presentes nessa fase são menores que a tensão de tensão de fissuração, junto com o aço, à tração. Tem-se, ao longo da peça, um diagrama linear de tensões sendo válida a Lei de Hooke (Figura 1) (PINHEIRO, 2007; CARVALHO, 2010).

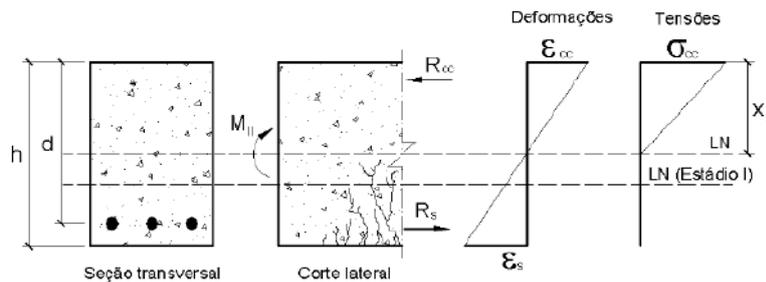
Figura 1 – Comportamento do concreto no Estádio I



Fonte: Pinheiro (2007)

É no Estádio I que se calcula o momento de fissuração, e conhecendo esse momento é possível calcular a armadura mínima capaz de absorver as tensões de tração causadas pelo momento fletor. O momento de fissuração separa o Estádio I do Estádio II, sendo assim, o Estádio I termina quando a seção fissura. Depois que ultrapassa o momento de fissuração, a viga passa ao Estádio II de deformação, o concreto da parte tracionada não resiste mais a tração e a sua contribuição ao equilíbrio elástico é desprezada, considera-se então que apenas o aço resiste aos esforços de tração. A parte comprimida da seção, acima da linha neutra, ainda está na fase elástica, mantendo um diagrama linear de tensões e, portanto, a Lei de Hooke ainda é válida. Esse comportamento é exemplificado na Figura 2 (PINHEIRO, 2007).

Figura 2– Comportamento do concreto no Estádio II



Fonte: Pinheiro (2007).

Homogeneização da seção

O concreto armado ou protendido é formado por materiais com propriedades físicas diferentes – concreto e aço – sendo assim, a avaliação de tensões e deformações numa viga deve ser feita a partir de uma compatibilização desses materiais (VERÍSSIMO et al., 1998).

Segundo Carvalho (2010), nas peças de concreto armado visa-se garantir a aderências das barras de aço ao concreto, possibilitando que os dois trabalhem em conjunto, e, portanto, o posicionamento da armadura afeta diretamente o centro de rotação e a rigidez da seção. Nesse sentido, a homogeneização transforma um dos materiais em uma seção equivalente do outro, ou seja, transforma a área de aço em uma área equivalente de concreto e, de acordo com Carvalho (2010), como as deformações específicas do aço e do concreto são iguais ($\epsilon_c = \epsilon_s$), por causa da aderência, obtém-se a equação 1:

$$R_S = A_s \cdot \sigma_s = A_s \cdot \epsilon_s \cdot E_s = A_s \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad (1)$$

Sendo a resultante de tração do aço (R_s), a área da armadura (A_s) e o módulo elasticidade do aço (E_s). Para encontrar uma área equivalente de concreto que suporte uma força igual à do aço tem-se equação 2:

$$R_S = A_{c,eq} \cdot \epsilon_c \cdot E_c \quad (2)$$

E_c é o módulo de elasticidade do concreto e igualando a equação 1 a equação 2 encontra-se a relação entre a área de concreto e a do aço na equação 3:

$$A_S \cdot \varepsilon_c \cdot E_S = A_{c,eq} \cdot \varepsilon_c \cdot E_c \rightarrow A_{c,eq} = \frac{A_S \cdot E_S}{E_c} = A_S \cdot \frac{E_S}{E_c} \quad (3)$$

A relação entre os módulos de elasticidade do concreto e do aço é chamada de alfa (α), portanto Carvalho (2010) apresenta a área equivalente de concreto pela seguinte expressão:

$$A_{c,eq} = A_S \cdot \alpha_e \quad (4)$$

Como uma seção retangular é composta por uma área de concreto base x altura (bxh), a seção de concreto equivalente é representada pela Equação 4, diminuindo-se 1 de α_e (tendo assim equação 5) devido ao fato de que a área de concreto na posição da armadura já foi contabilizada uma vez na multiplicação (bxh), representada assim na expressão 5:

$$A_{c,eq} = A_S \cdot (\alpha_e - 1) \quad (5)$$

Características geométricas da seção no estádio I

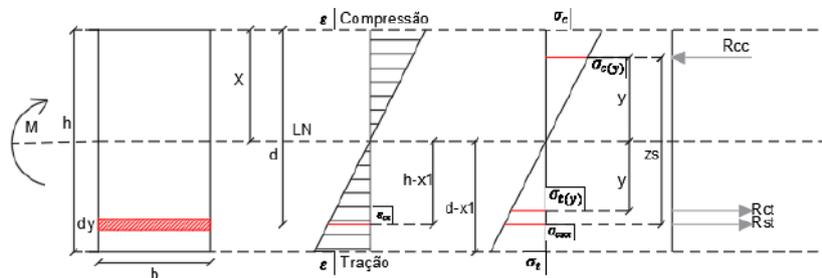
Com as resultantes das tensões que ocorrem no concreto comprimido (R_{cc}) no concreto tracionado (R_{ct}) e no aço tracionado (R_{st}) na seção de concreto da Figura 3, faz-se o somatório horizontal das mesmas (Equação 6) e o somatório de momentos resultantes das resultantes em relação à linha neutra (Equação 7).

$$\sum F_H = 0 \rightarrow R_{cc} - R_{ct} - R_{st} = 0 \quad (6)$$

$$\sum M_{LN} = 0 \rightarrow MR_{cc} + MR_{ct} + MR_{st} - M = 0 \quad (7)$$

Sendo possível, assim, estabelecer a posição da linha neutra e o momento de inércia da seção homogeneizada (PINHEIRO, 2007; CARVALHO 2010).

Figura 3 – Seção de concreto armado o Estádio I



Fonte: Elaborado pelo autor.

As resultantes podem ser expressas pelas equações abaixo:

a) Resultante de compressão do concreto (R_{cc} , equação 8):

$$R_{cc} = \frac{\sigma_c}{x} \cdot S_{xc} \quad (8)$$

Onde σ_c é a tensão no concreto comprimido, x_1 a posição da linha neutra e S_{xc} o momento estático em relação à linha neutra.

b) Resultante de tração do concreto (R_{ct} , equação 9):

$$R_{ct} = \frac{\sigma_c}{x} \cdot S_{xt} - \frac{\sigma_c}{x} \cdot A_s \cdot (d - x) \quad (9)$$

Onde σ_t é a tensão no concreto tracionado e σ_{csx} é a tensão do concreto na mesma posição da armadura.

c) Resultante da armadura (R_{st} , equação 10):

$$R_{st} = \alpha_e \cdot A_s \cdot \frac{\sigma_c}{x} \cdot (d - x) \quad (10)$$

Onde σ_s é a tensão na armadura, A_s é a área de armadura e α a relação do módulo de elasticidade do aço pelo módulo de elasticidade do concreto, como visto anteriormente.

Substituindo as Equações 8, 9 e 10 na equação 6 em função da σ_c/x , e depois eliminando-o, já que há o equilíbrio entre as forças por se tratar de uma flexão simples temos (equação 11):

$$\mathbf{Sxc-Sxt-As(d-x)(\alpha s-1)=0 \rightarrow \text{Posição da L.N. no Estádio I}} \quad (11)$$

Onde x_1 é a posição da linha neutra, que passa pelo centro de gravidade da seção homogeneizada.

Para o momento de inércia da seção homogeneizada da Figura 3, as resultantes são multiplicadas pela distância até a linha neutra, as equações estão dispostas nos itens abaixo:

a) Momento resultante da resultante de compressão do concreto (MR_{cc} , equação 12):

$$\mathbf{MR_{cc} = \frac{\sigma_c}{x} \cdot I_{xc}} \quad (12)$$

Onde y é a distância até a linha neutra e I_{xc} é o momento de inércia da seção comprimida de concreto.

b) Momento resultante da resultante do concreto tracionado (MR_{ct} , equação 13):

$$\mathbf{MR_{ct} = \frac{\sigma_c}{x} \cdot I_{xt} - \frac{\sigma_c}{x} \cdot A_s \cdot (d - x)^2} \quad (13)$$

Onde y é a distância da resultante até a linha neutra, $(d-x)$ é a distância do centro de gravidade da armadura até a linha neutra e I_{xt} é o momento de inércia da seção tracionada de concreto.

a) Momento resultante da resultante da armadura (MR_{st} , equação 14):

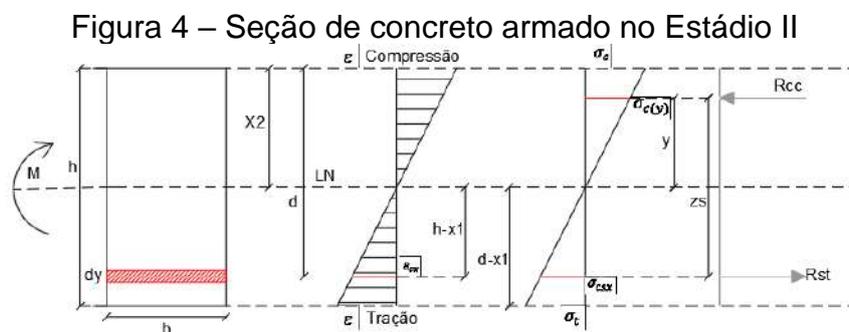
$$\mathbf{MR_{st} = \alpha_s \cdot A_s \cdot \frac{\sigma_c}{x} \cdot (d - x)^2} \quad (14)$$

Substituindo as equações 12,13 e 14 na equação 7 deixando em função de σ_c/x chega-se ao momento de inércia da seção homogeneizada (equação 15) para o Estádio I:

$$\mathbf{I_{H1} = I_{xc} + I_{xt} + (\alpha_s - 1) \cdot A_s \cdot (d - x)^2} \quad (15)$$

Características geométricas da seção no estágio II

Para o Estádio II (Figura 4) despreza-se a parte tracionada do concreto por ela estar fissurada e, analogamente ao Estádio I encontra-se a posição da linha neutra e o momento de inércia da seção homogeneizada (equação 15).



Fonte: Elaborado pelo autor.

Fazendo-se o equilíbrio de forças horizontais na seção:

$$\mathbf{\sum F_x = 0 \rightarrow R_{st} - R_{cc} = 0} \quad (16)$$

Sendo R_{cc} equação 9 e R_{st} a equação 10;

Substituindo-se na equação de equilíbrio (equação 12), encontra-se a posição da linha neutra " x_2 " da seção homogeneizada no estágio II:

$$S_{xc} - \alpha_s \cdot A_s(d - x_2) = 0 \rightarrow \text{Posição da L. N. no Estádio II} \quad (17)$$

Fazendo-se o equilíbrio de momentos fletores na seção:

$$\sum MLN = 0 \rightarrow MR_{cc} + MR_{st} - M = 0 \quad (18)$$

a) Momento resultante da resultante de compressão do concreto (MR_{cc}), igual a equação (12);

b) Momento resultante da resultante da armadura (MR_{st}), igual a equação (14);

Momento de inércia homogeneizado no Estádio II:

$$I_{H_2} = I_{xc} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_2)^2 \quad (19)$$

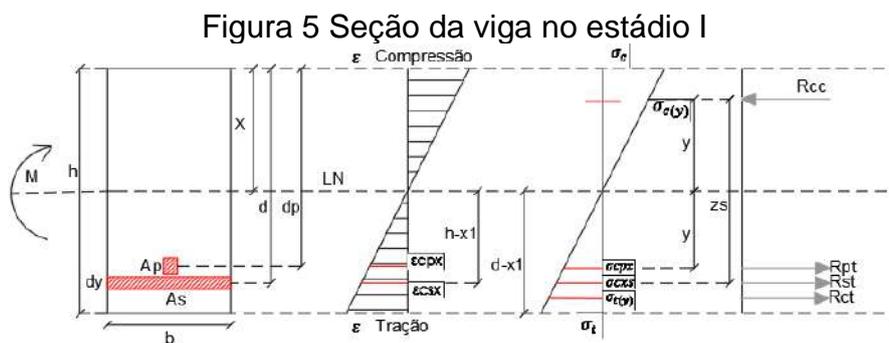
Onde, x_2 é a posição da linha neutra para a seção homogeneizada no Estádio II.

DEFORMAÇÃO PARA CONCRETO PROTENDIDO

Carvalho (2012), comenta sobre a importância da proteção da armadura de concreto protendido, principalmente sobre as ações de agentes agressivos, pois a armadura de protensão irá suportar tensões superiores às da armadura passiva; desta forma, é necessário que as verificações de fissuras sejam atendidas.

Características geométricas da seção no estágio I

Considerando-se os esforços atuantes em uma viga protendida (Figura 5), afim de chegar a uma nova posição da linha neutra, com base no que já foi estudado, percebe-se que as forças de compressão e de tração do concreto conservam-se as mesmas, conforme a representação R_{cc} , R_{ct} e R_{st} são respectivamente as equações 8, 9 e 10. Já a força de protensão (R_{pt}) terá um incremento devido a área homogeneizada e aos esforços de que acarretam em uma tensão no elemento, antes do mesmo sofrer um carregamento.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Fazendo-se o equilíbrio de forças:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow R_{ct} + R_{st} + R_{pt} - R_{cc} = 0 \quad (20)$$

$$\sum MLN = 0 \rightarrow MR_{cc} + MR_{ct} + MR_{st} + MR_{pt} - M = 0 \quad (21)$$

Resultante da Protensão (R_{pt} , equação 22):

$$R_{pt} = A_p \left[\sigma_N + \alpha_p \cdot \frac{\sigma_c}{x} \cdot (d_p - x) \right] \quad (22)$$

Definidas todas as forças horizontais atuantes, pode-se então realizar o somatório de esforços horizontais (equação 20), que resulta em uma posição “x” da linha neutra da seção homogeneizada.

Posição da L.N. no Estádio I:

$$\frac{\sigma_c}{x} = \frac{A_p \cdot \sigma_N}{[+S_{xc} - (S_{xt} - A_{st}(d-x)) - A_p \cdot (dp-x) - \alpha \cdot A_{st} \cdot (d-x) - A_p \cdot \alpha_p \cdot (dp-x)]} \quad (23)$$

Fazendo-se o equilíbrio de momentos fletores na seção, para definir o momento de inércia da seção homogeneizada pelo equilíbrio dos momentos estáticos, considera-se que linha neutra passa pelo centro de gravidade da seção homogeneizada. Considera-se, também, que o momento resultante de compressão e de tração no concreto permanecem iguais, o MR_{cc}, MR_{ct} e MR_{st}, sendo respectivamente as equações 12,13 e 14. Já a momento de protensão (MR_{pt}) em torno da L.N. será (equação 24):

$$MR_{pt} = A_p \cdot \sigma_N \cdot (dp-x) + \alpha_p \cdot A_p \cdot \frac{\sigma_c}{x} \cdot (dp-x)^2 \quad (24)$$

Substituindo na equação de equilíbrio de momentos (equação 21), teremos:

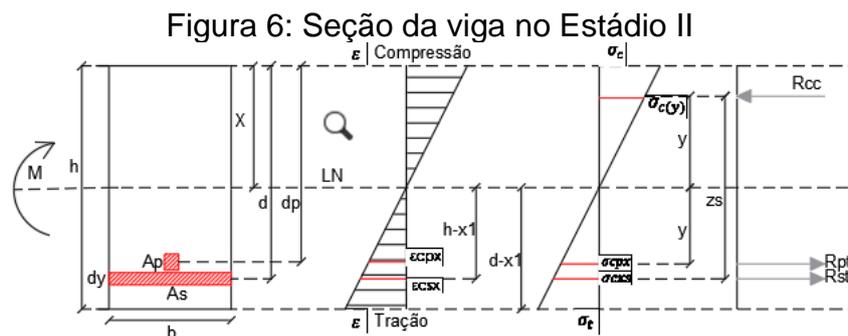
$$\frac{\sigma_c}{x} = \frac{+M - A_p \cdot \sigma_N \cdot (dp-x)}{[I_{xc} + I_{xt} - A_{st} \cdot (d-x)^2 - A_p \cdot (dp-x)^2 + \alpha_s \cdot A_{st} \cdot (d-x)^2 + \alpha_p \cdot A_p \cdot (dp-x)^2]} \quad (25)$$

Inércia homogeneizada:

$$[I_{xc} + I_{xt} - A_{st} \cdot (d-x)^2 - A_p \cdot (dp-x)^2 + \alpha_s \cdot A_{st} \cdot (d-x)^2 + \alpha_p \cdot A_p \cdot (dp-x)^2] \quad (26)$$

Características geométricas da seção no estágio II

Utilizando os conceitos anteriores para concreto armado (equações 8, 9 e 10), obtém-se o equilíbrio de forças da seção no estágio II (figura 6).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Fazendo-se o equilíbrio de forças horizontais na seção:

$$\sum F_x = 0 \rightarrow -R_{cc} + R_{st} + R_{pt} = 0 \quad (28)$$

$$\sum M_{LN} = 0 \rightarrow MR_{cc} + MR_{st} + MR_{pt} - M = 0 \quad (29)$$

Sendo R_{cc}, R_{st} e R_{pt} respectivamente as equações 9,10, e 22;

Substituindo-se na equação de equilíbrio (equação 28), encontra-se a posição da linha neutra “x2” da seção homogeneizada de concreto protendido no estágio II:

$$\frac{\sigma_c}{x} = \frac{A_p \cdot \sigma_N}{[+S_{xc} - A_p \cdot (d_p - x) - \alpha \cdot A_{st} \cdot (d - x^2)]} \rightarrow \text{Posição da L.N. no Estádio} \quad (30)$$

Fazendo-se o equilíbrio de momentos fletores na seção (equação 29):

Sendo MR_{cc}, MR_{st} e MR_{pt} respectivamente as equações 12, 14 e 24;

Encontra-se:

Momento de inércia homogeneizado no Estádio II, isolando o σ_c/x :

$$\frac{\sigma_c}{x} = \frac{+M - A_p \cdot \sigma_N \cdot (d_p - x)}{[I_{xc} + \alpha_s \cdot A_{st} (d - x^2)^2 + \alpha_p \cdot A_p \cdot (d_p - x^2)^2]} \quad (31)$$

Inercia homogeneizada em baixo:

$$[I_{xc} + \alpha_s \cdot A_{st} (d - x^2)^2 + \alpha_p \cdot A_p \cdot (d_p - x^2)^2] \quad (32)$$

Resultados

Para demonstração e comparação do concreto bruto com o concreto protendido, aplicou-se em um exemplo que se fez com auxílio do programa matlab-2015, com o método de Newton Raphson. Sendo a viga com dimensões de 140 centímetros de altura (h) e 40 centímetros de base (b).

Dados:

Característica do Concreto à Compressão (F_{ck}): 30 Mpa
 Área da armadura (A_{s1}): 50 cm²
 Altura útil da seção com armadura passiva (d): 135 cm
 Força de protensão (N_p): 2.000 kN
 Área de protensão (A_p): 13,82 cm²
 Altura útil da seção com armadura ativa (d_p): 130 cm
 Momento aplicando (Estádio I) (M): 2.000 kN.m
 Momento aplicando (Estádio II) (M): 2.300 kN.m

Seção:

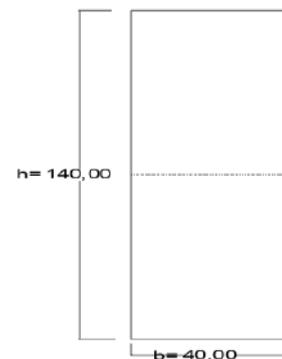


Tabela 1- Resposta;

		Concreto- área bruta	Concreto Protendido
Estádio I:	Posição da linha neutra:	70 cm	118,89 cm
	Inercia da seção homogenia:	0,09147 m ⁴	0,2931 m ⁴
Estádio II:	Posição da linha neutra:	70 cm	93,56 cm
	Inercia da seção homogenia:	0,09147 m ⁴	0,1159 m ⁴

Assim demonstrando na tabela 2 os resultados, é possível observar a eficiência da protensão nos dois estádios. Comparando concreto com área bruta e concreto protendido com a mesma área de seção, é possível observar que a inercia do concreto protendido é superior no estádio I e no estádio II atingindo respectivamente as grandezas de 320 % e 126 %.

Tabela 2- Comparativo da Inercia do concreto e concreto protendido;

	Concreto- área bruta	Concreto Protendido	Inercia a mais no concreto protendido
	m4	m4	%
Estadio I	0,091467	0,293100	320
Estadio II	0,091467	0,115900	126

Fonte: Elaborada pelo autor.

CONCLUSÕES:

O Estádio I configura uma deformada elástica da seção transversal em que o concreto, que não é bom material a tração, ainda resiste a tensões de tração. O Estádio II, por outro lado, trata da deformada elástica, na qual a tensão de tração limite para o concreto foi atingida e, portanto, o concreto está fissurado e não contribui ao equilíbrio elástico, assim havendo os esforços da armadura passiva e a ativa.

Nesse trabalho obtiveram-se resultados onde foi possível observar a eficiência da protensão em uma viga, sendo que a inércia homogeneizada para o concreto protendido alcançou valores superiores de 320% no estádio I e 126% no estádio II, quando comparado a inercia homogeneizada do concreto com área bruta.

REFERÊNCIAS:

ARAÚJO, J. M. Curso de concreto armado – vol. 2. Rio Grande. Ed. Dunas, 2014.
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO', Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Calculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Paulo: Universidade Federal de São Carlos, 2016.

VERÍSSIMO, G. S.; CÉSAR JR., K. M. L. Concreto Protendido: fundamentos básicos. 4º ed. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1998. 78 p., Apostila



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



ANÁLISE COMPUTACIONAL DE DEFORMAÇÕES EM LAJES DE CONCRETO NA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

Renan Fracaro Dos Santos ¹, Andréia Balz ², Gediel da Silva ³, Éder Claro Pedrozo ⁴

¹ Acadêmico do Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul

² Acadêmica do Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul

³ Acadêmico do Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul

⁴ Orientador, Professor do Curso de Engenharia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul

RESUMO: A indústria da construção civil desperdiça demasiadamente materiais, os quais poderiam ser reciclados e reutilizados, principalmente como agregados, entretanto normativamente só permite utilização de resíduos em concretos sem função estrutural. Assim, neste estudo realizou-se uma análise computacional de deformações em lajes de concreto armado frente à variação do módulo de elasticidade induzida pela utilização de agregados reciclados, tendo como objetivo comparar tais deformações em uma estrutura construída com concreto convencional e verificar seu comportamento frente a NBR 6118 (ABNT 2014). Tendo em vista a análise do comportamento frente aos carregamentos práticos de uma estrutura real, constatou-se que todas as deformações para as lajes do concreto com agregado incorporado estão dentro dos limites, todavia muitos fatores devem ser analisados, muitas características do agregado reciclado podem influenciar na resistência e durabilidade da estrutura, como a permeabilidade do concreto, por exemplo.

Palavras-chave: Agregado Reciclado. Concreto Estrutural. Deformações. Robot Autodesk.

1. INTRODUÇÃO

A construção civil é responsável por consumir cerca de 40% de toda a energia no mundo e também por um elevado consumo de bens naturais (OIKONOMOU, 2005), estima-se que aproximadamente 10% dos materiais entregues no canteiro de obra sejam desperdiçados por motivos como o excesso, a deficiências de processos, falhas nos projetos, perdas no transporte e armazenamento. Destes, cerca de 90% podem ser reciclados e reutilizados na construção civil (CIOCCHI, 2003).

O uso destes resíduos como alternativa a matérias prima não só é possível como também já é amplamente realizado em diversos países e teve suas técnicas aprimoradas (Levy 2001). No Brasil, a NBR 15116 ABNT (2004) define os requisitos para a utilização dos agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil em pavimentação e reparos de concreto sem função estrutural. Entretanto, a normatização referente à emissão e utilização de resíduo ainda é limitada, demandando mais estudos e pesquisas

que comprovem seus benefícios em todos os segmentos nos quais tem-se o seu emprego.

Leite (2001) explica que, pelo fato de os agregados reciclados apresentarem maior rugosidade e porosidade, a aderência e absorção da pasta de cimento é melhor que nos agregados naturais fazendo com que ele absorva mais pasta e fazendo com que esta penetre a fundo nos poros do agregado melhorando o preenchimento na zona de transição e aumentando a sua resistência à compressão. Entretanto cabe ressaltar que os agregados graúdos, por serem mais porosos e conseqüentemente menos resistentes, podem fragilizar o concreto. Merece destaque também o fato de que, por ser produto de uma mistura, muitas vezes o agregado possui partículas de argamassas em sua composição, o que também tem influência a resistência do concreto (CORDEIRO, 2013).

O módulo de elasticidade está diretamente relacionado à quantidade e o tipo de agregados graúdos presentes no concreto (GONÇALVES, 2001) e mais uma vez temos a porosidade como uma das principais influenciadoras desta característica, tendo em vista que ela determina a rigidez do agregado e conseqüentemente a capacidade de resistência à deformação (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Assim, o presente trabalho visa avaliar as deformações em lajes de uma estrutura de concreto armado, sendo esta construída mediante a utilização de concreto produzido com agregados reciclados. Assim, busca-se comparar tais deformações com uma estrutura construída com concreto convencional e verificar seu comportamento frente a NBR 6118 (ABNT 2014).

2. METODOLOGIA

Para realizar a análise das deformações apresentadas na estrutura, que utilizou concreto com diferentes composições de agregados, seguiu-se os procedimentos: escolha de uma estrutura convencional, modelagem da mesma em software, definição e alteração das variáveis de controle (Resistência à Compressão e Módulo de Elasticidade), resgate das informações do programa e, por fim, avaliação das deformações apresentadas.

Optou-se por adotar valores para as variáveis de controle obtidos através de pesquisas cujo o objetivo é verificar as características físicas e mecânicas dos concretos desenvolvidos com agregados reciclados. Assim, foram utilizados três valores para as variáveis de controle: Valores mais Desfavoráveis, que estão abaixo do valor de referência para o traço definido; Valores Favoráveis, que estão acima do valor de referência para o traço definido; Valores de Referência, que são valores estipulados pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Assim, realizou-se uma análise linear da estrutura e também uma análise não linear para todos os três casos, com o objetivo de verificar também a influência dos efeitos de segunda ordem sobre as vigas da estrutura que utiliza agregados reciclados em sua composição.

Para todos os casos a estrutura foi modelada da mesma forma, com as mesmas características geométricas e no mesmo programa, a partir de uma estrutura genérica escolhida. Após finalizada a modelagem, seis arquivos foram gerados de acordo com o módulo de elasticidade, resistência e tipo de análise utilizados para cada modelo. Por fim, coletou-se os resultados dos cálculos da modelação e realizou-se uma análise, seguida de uma comparação entre as deformações apresentadas para cada modelo.

A edificação genérica escolhida, trata-se de uma edificação predominantemente residencial multifamiliar, de porte médio. A estrutura possui aproximadamente 588 m² e 5 pavimentos, sendo destes, o térreo destinado ao uso comercial, condomínio e o acesso residencial. A edificação possui estrutura convencional de lajes maciças que se apoiam sobre vigas, e que por fim, descarregam suas cargas em pilares. A Figura 1 representa a vista isométrica da edificação.

Figura 1 – Vista Isométrica



Fonte: Autor.

O pré-dimensionamento foi desenvolvido respeitando-se as medidas mínimas para a espessura das lajes maciças, definidas pela NBR 6118 ABNT (2014), que estabelece principalmente os seguintes valores: 7 cm para coberturas não em balanço; 8 cm para lajes de piso não em balanço; 10 cm para lajes em balanço; Por fim, adotou-se a medida padrão de 10 cm para todas as lajes da edificação. Sobre as lajes optou-se por aplicar as mesmas cargas para os pavimentos tipo e cobertura, bem como, considerar o mesmo valor de carga acidental para todos os cômodos dos apartamentos. Utilizou-se a sobrecarga de 2,0 kN/m² em toda a edificação. Na Tabela 1, apresenta-se o detalhamento da composição das cargas atuantes nas lajes:

Tabela 1 – Cargas Atuantes nas Lajes

CARGAS ATUANTES – LAJE (p)			
Carga Permanente (g)			
Revestimento Sup.	0,9	KN/m ²	Adotado
Revestimento Inf.	0,4	KN/m ²	Adotado
Total (g)	1,3	KN/m ²	
Sobrecarga (q)	2,0	KN/m ²	NBR 6120
Carga Total (p)	3,3	KN/m ²	

Fonte: Autor.

Ademais, as cargas horizontais providas do vento foram extraídas automaticamente do programa *Robot* através de uma ferramenta chamada *CFD Analyses*, que simula um Teste de Túnel de Vento na estrutura de acordo com a velocidade pretendida. Para edificações moderadamente complexas o simulador apresenta um desempenho razoavelmente bom na estimativa da pressão superficial média – positivas e negativas e resultantes de efeitos de fluxo, como descolamento (sucção) e reinserção (Autodesk, 2015).

Para a Modelagem Computacional, optou-se por utilizar o programa *Robot Structural Analysis Professional – Robot* da Autodesk, que, embora não seja um programa muito difundido no Brasil, é altamente didático e possui um grande potencial analítico. O *Robot* é um programa integrado único, usado não só para modelar, mas também analisar inúmeros tipos de estruturas. O programa permite criar estruturas, realizar análises estruturais, executar cálculos entre outros (Autodesk, 2015). Embora seja vendido oficialmente no Brasil, o software não possui em seu banco de dados as Normas Brasileiras, por este motivo foi necessário realizar uma série de ajustes nos parâmetros dos materiais para então desenvolver a análise, simulando o comportamento mais próximo da realidade.

Para as barras de aço foi necessário consultar a NBR 6118 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento) e também a NBR 7480 (Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação). Os parâmetros revisados foram: Módulo de Young (E)= 210 GPa (NBR 6118, ABNT 2014); Coeficiente de Poisson (ν)= 0,3 (não definido em norma); Módulo de Cisalhamento (G)= 81.000 MPa (não definido em norma); Peso Específico do Aço (peso unitário) = 76,98 kN/m³ (NBR 6118, ABNT 2014);

Coeficiente de Expansão Térmica= 0,00001 (NBR 6118, ABNT 2014); Relação de amortecimento= 0,04 (não definido em norma); Resistência Característica= 500 Mpa (NBR 7480, ABNT 2007); Fator de redução de Cisalhamento= 1,54 (não definido em norma); Resistência limite de tensão= 540 Mpa (NBR 7480, ABNT 2007);

Para estes ajustes, foi adotado 1kg = 9,807 N. Assim se procedeu para a criação dos aços CA50 e CA60. Para os parâmetros não especificados na NBR foram utilizados valores praticados no eurocódigo 2 (EM, 1992) – *Projecto de estruturas de betão*, uma vez que ambas as normas são consideradas bastante semelhantes (LOPES et al., 2015).

Para o concreto foi necessário consultar a ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, e também a NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Os parâmetros revisados foram: Módulo de Young (E)= 31 GPa (NBR 6118, ABNT 2014); Coeficiente de Poisson (ν)= 0,2 (NBR 6118, ABNT 2014); Módulo de Cisalhamento (G)= 11.250 MPa (NBR 6118, ABNT 2014); Peso Específico do Concreto (peso unitário)= 24,52 kN/m³ (NBR 6118, ABNT 2014); Coeficiente de Expansão Térmica= 0,00001 (NBR 6118, ABNT 2014); Relação de amortecimento= 0,04 (não definido em norma); Resistência Característica= 30 Mpa (NBR 8953, ABNT 2015); Fator de redução de Cisalhamento= 1,54 (não definido em norma); Resistência limite de tensão= 30 Mpa (NBR ABNT 7480, ABNT 2007). A Figura 2 representa os parâmetros alterados no software.

Figura 2 – Definição de Material (Barras de aço CA-50)

No	Ø	Ø Real	Max. Lenght	Mass	Hook Len 90	Hook Len 135	Hook Len 180	Stirrup Bend Former Diam	Hook Bend Former Diam	Bar Bend Former Diam	Characteristic Yield Stress	Bar Size (mm)
1	12.5	12.5	12	0.983	8	4	2	5	5	15	5e + 08	12.5
2	6.3	6.3	12	0.245	8	4	2	5	5	15	5e + 08	6.3
3	8	8	12	0.395	8	4	2	5	5	15	5e + 08	8.0
4	10	10	12	0.617	8	4	2	5	5	15	5e + 08	10.0
5	16	16	12	1.578	8	4	2	5	5	15	5e + 08	16.0
6	20	20	12	2.466	8	4	2	8	8	15	5e + 08	20.0
7	25	25	12	3.853	8	4	2	8	8	15	5e + 08	25.0
8	32	32	12	6.313	8	4	2	8	8	15	5e + 08	32.0
9	40	40	12	9.865	8	4	2	8	8	15	5e + 08	40.0

Fonte: Autor.

Assim se procedeu para a criação das barras de aço CA50 e CA60, de acordo com as normas vigentes e tabelas comerciais existentes. Novamente, para os parâmetros não especificados na NBR foram utilizados valores praticados no Eurocódigo 2 (EN 1992). Ainda definiu-se outros parâmetros como: Classe ambiental: II – Moderada (NBR 6118 – Tabela 8.1); Velocidade básica do vento (m/s): 45 (NBR 6123, ABNT 2013).

Conforme dito anteriormente, as variáveis de controle serão o Módulo de Elasticidade e a Resistência à Compressão, características fortemente influenciadas pelo uso de agregados reciclados no concreto, mas também as características básicas para a obtenção de um concreto de qualidade. Para estas variáveis, optou-se por adotar valores obtidos através de ensaios realizados por pesquisas que visam testar as características mecânicas dos concretos desenvolvidos com agregados reciclados.

O concreto de referência terá a Resistência de 30 MPa e o Módulo de Elasticidade (E_{ci}) de 31 GPa, conforme prevê a NBR 6118 ABNT (2014), ao passo que, os demais concretos com diferentes porcentagens de aplicação de agregados reciclados terão sua variação respeitada em ambos os valores. O objetivo é manipular não apenas o módulo de elasticidade, mas também a resistência característica apresentada pelos ensaios, pois desta forma teremos os valores característicos de um traço de concreto real que utiliza agregados reciclados aplicados em uma estrutura virtual, entretanto, que simula de forma fiel o comportamento real da estrutura.

Em sua pesquisa, Frotte et al. (2017, p. 17) realizaram um estudo visando estudar as propriedades físicas e mecânicas de concreto com substituição parcial de agregado

natural pelo agregado reciclado. Com este intuito realizaram a substituição dos agregados miúdos naturais por agregado reciclados de RCD nas proporções de 0%, 25% e 50%. Os agregados reciclados, neste caso, foram coletados em uma usina de reciclagem de RCD e são resultado da trituração de resíduos de classe A que são transformados em areia, brita 1, brita 0 e rachão. Deste estudo, foi selecionado o concreto com substituição de 50% do agregado miúdo natural por agregado miúdo reciclado (Frotte et al., 2017).

Já Fonseca, Junior e Barbosa (2018) buscaram analisar a viabilidade técnica da incorporação de agregados reciclados em concretos também com o intuito de verificar suas características físicas e mecânicas. Para isso, realizou-se ensaios com diferentes dosagens de incorporação de agregados reciclados (15%, 30% e 100%) para verificar seus comportamentos. Neste caso, os agregados reciclados também foram adquiridos de uma empresa especializada em britagem de RCC nos tamanhos de areia e brita. Deste estudo, foi selecionado o concreto com substituição de 15% do agregado no tamanho brita natural por agregado reciclado. No Quadro 1, apresenta-se os valores utilizados de resistência à compressão axial e do módulo de Elasticidade.

Quadro 1 – Identificação de Casos

Caso	Autor	Resistência (MPa)	Mod. Elasticidade (GPa)
REF C30	NBR 6118 (ABNT 2014)	30,00	31,00
C21	Frotte et al. (2017, p. 17)	21,40	23,20
C38	Fonseca, Junior e Barbosa (2018)	38,09	36,78

Fonte: Autor.

3. RESULTADOS

Como a verificação dos elementos foi realizada através da deformação máxima, considerou-se para esta análise, a combinação que exerce o maior carregamento vertical nos elementos aqui estudados. Desta forma, todos os resultados aqui apresentados, embora verifiquem elementos isolados, foram obtidos considerando as deformações globais da estrutura.

Neste ponto serão verificadas as lajes mais carregadas da estrutura e listados os momentos fletores para os três casos, bem como será analisada a deformação apresentada pela mesma. O Quadro 2 apresenta os resultados de esforços de momentos fletores obtidos para esta laje nas duas direções, x e y, em todos os casos, bem como uma comparação de entre os casos demonstrando as diferenças:

Quadro 2 – Momentos Máximos (Mx e My)

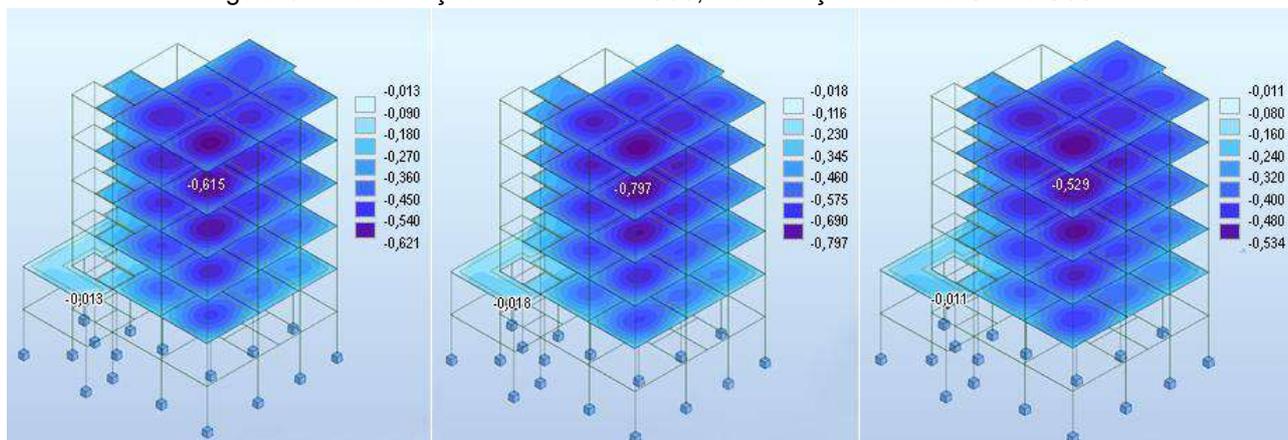
Caso	Momento Máx. (kN/m)		Diferença (%)	
	x	y	x	y
REF C30	4,77	3,74	-1,05	-5,61
C21	4,72	3,53		
REF C30	4,77	3,74	1,68	4,55
C38	4,85	3,91		

Fonte: Autor.

Percebe-se uma leve alteração dos momentos fletores exercidos na laje; isso pode ser explicado pela metodologia adotada. Ao desenvolver uma modelagem de determinada estrutura, definem-se configurações de entrada conforme demanda o projeto e aplica-se às cargas. Ao alterar-se as variáveis de controle aqui pré-definidas, altera-se a rigidez da estrutura e, as cargas que outrora eram valores de entrada, conseqüentemente agora, tornam-se resultados. Observa-se, entretanto, que, em todos os casos, o elemento estrutural mais carregado foi o mesmo e também, que a alteração sofrida possui uma variação bastante baixa, o que não afeta de forma significativa nos resultados

pretendidos. A seguir, nas Figuras 3 apresentam-se os mapas das deformações verticais para os carregamentos aplicados.

Figura 3 – Deformação Máxima REF C30, Deformação Máxima C21 e C38.



Fonte: Autor.

Pode-se observar que, embora possuam momentos fletores aproximados, as lajes dos pavimentos superiores apresentam maiores deformações que as demais. Isso se explica pelo fato de que a pressão do vento é maior no topo da edificação (NBR 6123, 2015), fazendo com que o acúmulo de deslocamentos somados a carga do vento sobre os elementos estruturais, não apenas as lajes aqui analisadas, mas também dos pilares e vigas, deforme mais os elementos próximos do topo da estrutura. O Quadro 3 apresenta as deformações apresentadas pelos diferentes tipos de concreto:

Quadro 3 – Deformação Máxima

Caso	Deformações (cm)	Diferença – REF/Conc. (%)
REF C30	0,615	29,59
C21	0,797	
REF C30	0,615	-13,98
C38	0,529	

Fonte: Autor.

De acordo com a Tabela 13.3 da NBR 6118 ABNT (2014), os limites de deslocamentos para os efeitos de aceitabilidade sensorial são estipulados por: $l/250$, para superfícies de coberturas e varandas; $l/350$, para pavimentos que devam permanecer planos; Onde l , para superfícies como lajes, corresponde ao menor vão entre os apoios.

A laje em questão possui dimensões de 3,80m por 4,27m. Neste caso, foi utilizado o critério de $l/350$ para calcular os deslocamentos limites do elemento. Assim, os deslocamentos máximos permitidos e observados são os apresentados no Quadro 4.

Quadro 4 – Deformação Máxima x Deformação Encontrada

Caso	Deformações			
	Máximo permitido (cm)	Resultante (cm)	Compromet. (%)	Status
REF 30	1,09	0,615	56,42	Ok
C21	1,09	0,797	73,12	Ok
C38	1,09	0,529	48,53	Ok

Fonte: Autor.

Percebe-se que as deformações obtidas nas lajes estão de acordo com os parâmetros impostos pela NBR 6118 ABNT (2014) (com uma margem de, pelo menos, 26%. Como já era esperado, o concreto com menor resistência e também, menor módulo de elasticidade (C21) apresentou as maiores deformações estando 0,293 cm do limite

estabelecido. Já os concretos REF C30 e C38 obtiveram os melhores resultados, estando a 0,475 cm e 0,561 cm do limite estabelecido, respectivamente.

Após a modelagem da estrutura e a criação dos arquivos C21, REF C30 e C38, verificou-se uma pequena variação nos momentos fletores apresentados pelos casos, sendo que o concreto mais resistente apresentou aumento em relação ao concreto de referência e o concreto menos resistente apresentou redução. Este comportamento pode ser explicado pelo fato de que, ao alterar o Módulo de Elasticidade dos elementos de uma estrutura, altera-se também a Rigidez da mesma e, conseqüentemente, pode causar impactos nos deslocamentos horizontais da estrutura, na redistribuição dos esforços.

Além destas interpretações de resultados, pode-se afirmar que todas as deformações para a laje, estão dentro dos limites estipulados pela NBR 6118 ABNT (2014) e, portanto, por este parâmetro, estariam todos os concretos aptos a aplicação nestas estruturas. No entanto, cabe ressaltar que, além deste estudo, muitas outras características dos concretos com agregado reciclado podem influenciar na resistência e durabilidade da estrutura, como a permeabilidade do concreto, por exemplo.

4. CONCLUSÕES

A proposta do trabalho teve como objetivo verificar as deformações de concretos elaborados com diferentes porcentagens de agregado reciclado para entender o comportamento da estrutura frente aos carregamentos práticos de uma estrutura real, como peso próprio, peso de revestimentos, sobrecarga acidental, carga do vento, entre outras. Esta compreensão é fundamental para o amadurecimento do uso deste material em estruturas convencionais em um futuro muito próximo no país.

A modelagem da estrutura permitiu perceber que o comportamento das estruturas desenvolvidas com concretos incorporados de agregados reciclados é bastante parecido com o concreto com agregado convencional. As flechas encontradas nos elementos de acordo com o tipo de concreto utilizado apresentam a coerência esperada: maiores flechas na estrutura modelada com o concreto menos resistente e com menor módulo de elasticidade; menores flechas para o concreto mais resistente e com maior módulo de elasticidade.

Cabe ressaltar que, por mais que todas as verificações estejam de acordo com a NBR 6118 ABNT (2014), muitas outras características dos concretos com agregado reciclado podem influenciar na resistência e durabilidade da estrutura, tal como a sua permeabilidade, por exemplo. Outrossim, os agregados reciclados podem possuir grandes variações em suas características mecânicas e físicas de acordo com a sua procedência, e isso influencia diretamente nas características do concreto. Seu uso em concreto estrutural exige ainda grandes estudos para uma aplicação segura de um concreto de qualidade.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014.

_____. NBR: 6123: **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro. 2013.

_____. NBR: 7480: **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro. 2007.

_____. NBR 8953: **Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro. 2015.

_____. **NBR 15116: Agregados reciclados de resíduos da construção civil - Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural-Requisitos**. Rio de Janeiro, 2004.

Autodesk Robot Structural Analysis **Professional – FEATURES**. Disponível em: <<https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview>>. Acesso em: 21 mai. 2018.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional – **Wind Simulator Validation Brief**. Disponível em: <bimandbeam.typepad.com/files/robot-structural-analysis-professional-wind-simulator-validation-brief.pdf>. Acesso em: 03 jun. 2018.

CIOCCHI, L. **Reciclagem de concreto**. 2003. Revista PINI Web. Disponível em: <<http://piniweb17.pini.com.br/construcao/noticias/reciclagem-de-concreto-80112-1.aspx>>. Acesso em: 24 ago. 2017.

CORDEIRO, L. N. P. **Análise dos parâmetros principais que regem a variabilidade dos concretos produzidos com agregado graúdo reciclado de concreto**. 2013. 127 f. (Tese de Doutorado) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

FONSECA, T. D. S.; JUNIOR, L. U. R.; BARBOSA, L. F.; **Análise da viabilidade técnica da incorporação de agregados reciclados em concreto**. Revista Holos Environment, v. 18, n. 1, 2018.

FROTTE, C.; DI NÚBILA, C. S. A.; NAGALLI, A.; MAZER, W.; MACIOSKI, G.; OLIVEIRA, L. O. S.; **Estudo das propriedades físicas e mecânicas de concreto com substituição parcial de agregado natural por agregado reciclado proveniente de RCD**. Revista Matéria, v. 22, n. 2, 2017.

GONÇALVES, R. D. C. **Agregados reciclados de resíduos de concreto - Um novo material para dosagens estruturais**. 2001. 148 f. (Dissertação de Mestrado). Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2001.

LEITE, M. B. **Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição**. 2001. 290 f. (Tese de Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

LEVY, S. M. **Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos, produzidos com resíduos de concreto e argamassa**. 2001. 208 f. (Tese de Doutorado). Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

LOPES, P. H. P.; COLARES, L. L. B.; SANTOS, W. J.; RIBEIRO, S. E. C.; **NBR 6118 E EUROCODE 2: ANÁLISE COMPARATIVA NO DIMENSIONAMENTO DE LAJES E VIGAS EM CONCRETO ARMADO**. Revista Construindo, v. 7, n. 2, 2015.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3ª Ed, São Paulo: IBRACON. 2008.

NP EN 1992-1-1:2010. **Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios**. Instituto Português da Qualidade.

OIKONOMOU, N. D. **Recycled concrete aggregates**. Journals Elsevier: Cement & Concrete composites. v. 27, p. 315-318, 2005.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA PARA OTIMIZAÇÃO DE TRELIÇAS PLANAS PELO MÉTODO DA BUSCA HARMÔNICA

Fernando Luiz Tres Junior ¹, Guilherme Fleith de Medeiros ²

¹ Acadêmico do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo

² Orientador, Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo

RESUMO:

Ao projetar estruturas, é comum que o engenheiro se depare com diversas soluções para o mesmo problema, sendo sua função escolher a que apresenta menor custo atendendo às solicitações, um processo normalmente manual e baseado em experiências prévias do projetista. Nesses casos, a utilização de programas que aplicam a otimização estrutural é de grande ajuda, chegando a soluções ótimas para a situação de forma mais eficiente e rápida. Este trabalho mostra a implementação do método heurístico da Busca Harmônica em um programa de análise estrutural de treliças planas. Testaram-se dois modelos de treliça e as soluções ótimas obtidas foram satisfatórias em comparação a outros trabalhos, comprovando a eficácia do programa e do algoritmo. Tais resultados podem ser aperfeiçoados com uma calibragem dos parâmetros do método, bem como a inserção de melhorias ao mesmo.

Palavras-chave: Programa. Treliças Planas. Otimização. Busca Harmônica.

INTRODUÇÃO:

Programas para o dimensionamento das estruturas podem servir como uma ferramenta de grande auxílio em projetos, sendo indispensáveis em problemas mais complexos. Em conjunto, os métodos de otimização estrutural auxiliam na escolha da solução mais viável técnica e economicamente dentre as inúmeras possíveis, reduzindo custos e impactos ambientais. O presente trabalho teve como objetivo implementar em um *software* de análise estrutural de treliças planas o método da Busca Harmônica, uma heurística que faz analogia à busca pela harmonia perfeita nas músicas. Foram testados dois modelos de estrutura e seus resultados comparados com os de outros autores para garantir a eficiência do método e de sua implementação computacional.

DESENVOLVIMENTO:

Treliças são elementos estruturais com uma vasta gama de aplicação, capazes de vencer grandes vãos e suportar grandes carregamentos com um baixo peso próprio. Essas são compostas por barras que se unem em nós articulados onde são aplicadas as cargas,

estando sujeitas apenas a esforços de tração ou compressão. Com o intuito de torná-las uma solução mais econômica, o projetista pode utilizar técnicas de otimização estrutural, as quais buscam, nesse caso, reduzir o custo da estrutura.

O dimensionamento e a análise de estruturas é feito de modo iterativo, tendo como base a experiência do calculista. Entretanto, a quantidade de combinações cresce de forma exponencial com o aumento da complexidade do problema, dificultando ainda mais a obtenção de soluções com melhor desempenho ou custo. Nessas situações, a otimização estrutural é uma poderosa ferramenta por utilizar de um processo sistemático de busca, com eficiência superior ao lento e manual processo de tentativa e erro.

O problema de otimização tem como objetivo minimizar ou maximizar a função objetivo, sujeito restrições de desigualdade e igualdade, onde as variáveis podem assumir valores dentro de um limite superior e inferior. Neste trabalho, foi proposta a redução do peso total da estrutura, desde que atendidos os critérios de resistência e limites de deslocamentos, o que pode ser formulado matematicamente da seguinte maneira:

Minimizar

$$f(x) = W = \sum_{i=1}^n \rho A_i L_i \quad (1)$$

Sujeito a

$$\frac{\sigma_i}{\sigma_a} - 1 \leq 0 \text{ e } \frac{u_i}{u_a} - 1 \leq 0 \quad (2)$$

onde W é o peso da estrutura, ρ é o peso específico do material, A é a área da seção transversal, L é o comprimento da barra, σ_i é a tensão atuante em cada barra, σ_a é a tensão admissível, u_i é o deslocamento de cada nó e u_a é o deslocamento máximo.

Inicialmente, foi desenvolvido um programa para a análise estrutural de treliças planas utilizando o método dos deslocamentos, conforme já descrito em trabalho anterior (TRES JUNIOR, 2018). Posteriormente, foi implementado o processo de minimização do peso próprio do modelos, conforme formulação exposta nas Equações 1 e 2, e utilizando o método de otimização Busca Harmônica, explicado a seguir. A interface do programa pode ser visualizada na Figura 1.

Na engenharia estrutural, a complexidade dos problemas é elevada, sendo comum funções descontínuas, não-lineares e com soluções não convexas, ou seja, que apresentam diversos pontos de ótimo. Dessa forma, os métodos matemáticos de otimização tornam-se ineficientes, enquanto que as heurísticas vêm ganhando crescente relevância, mesmo que exijam um maior número de iterações até atingir um resultado ótimo. Dentre as heurísticas, o método da Busca Harmônica é um dos que apresentam bons resultados.

Figura 1 – Interface do Programa

Análise Estrutural de Trelças Planas

Arquivo Editar Exibir Ajuda

Nós

Coordenada X do nó (em m):

Coordenada Y do nó (em m):

Adicionar Nó

Barras

Nó inicial: Nó final:

Módulo de Elasticidade (em GPa):

Tensão de Compressão Admissível (em MPa):

Tensão de Tração Admissível (em MPa):

Seção circular

Seção retangular

Área da seção

Manter características do material

Manter características geométricas

Adicionar Barra

Carregamentos

Nó em que o carregamento está aplicado:

Intensidade da força em X (em KN):

Intensidade da força em Y (em KN):

Adicionar Carregamento

Apoios

Nó do apoio:

Restrição de movimento: X Y X e Y

Adicionar Apoio

Calcular Esforços Verificar Dimensionamento Otimizar

Informações

Proposto por Geem, Kim e Loganathan (2001), o método é inspirado no processo de improvisação musical do Jazz, no qual os músicos propõem novas combinações entre as notas de cada instrumento buscando a melhor harmonia, através de repetidas tentativas e a partir de seus conhecimentos prévios. Nessa analogia, os instrumentos representam as variáveis do problema, que, quando combinados da melhor maneira possível, levam à harmonia perfeita, ou seja, o ótimo global. Primeiramente, é proposto um conjunto de soluções inicial que será comparado com as novas soluções geradas pelo método, sendo que esse processo é repetido até que o critério de parada seja atendido. Seu funcionamento pode ser descrito em cinco etapas básicas:

1. Inicialização do problema e parâmetros do algoritmo: é caracterizada pela definição da função objetivo, das restrições e dos parâmetros. Dentre eles, os principais são o tamanho da memória harmônica (HMS), a taxa de escolha de um valor (HMCR), a taxa de ajuste de valores (PAR) e o número máximo de improvisos e iterações (MI).

2. Inicialização da memória harmônica: é onde se propõe o conjunto inicial de soluções, que podem ser geradas aleatoriamente dentro de um intervalo ou serem sugeridas. A memória harmônica (HM) é representada por uma matriz onde cada linha representa um vetor solução, com número de linhas igual ao HMS e número de colunas igual à quantidade de variáveis (N).

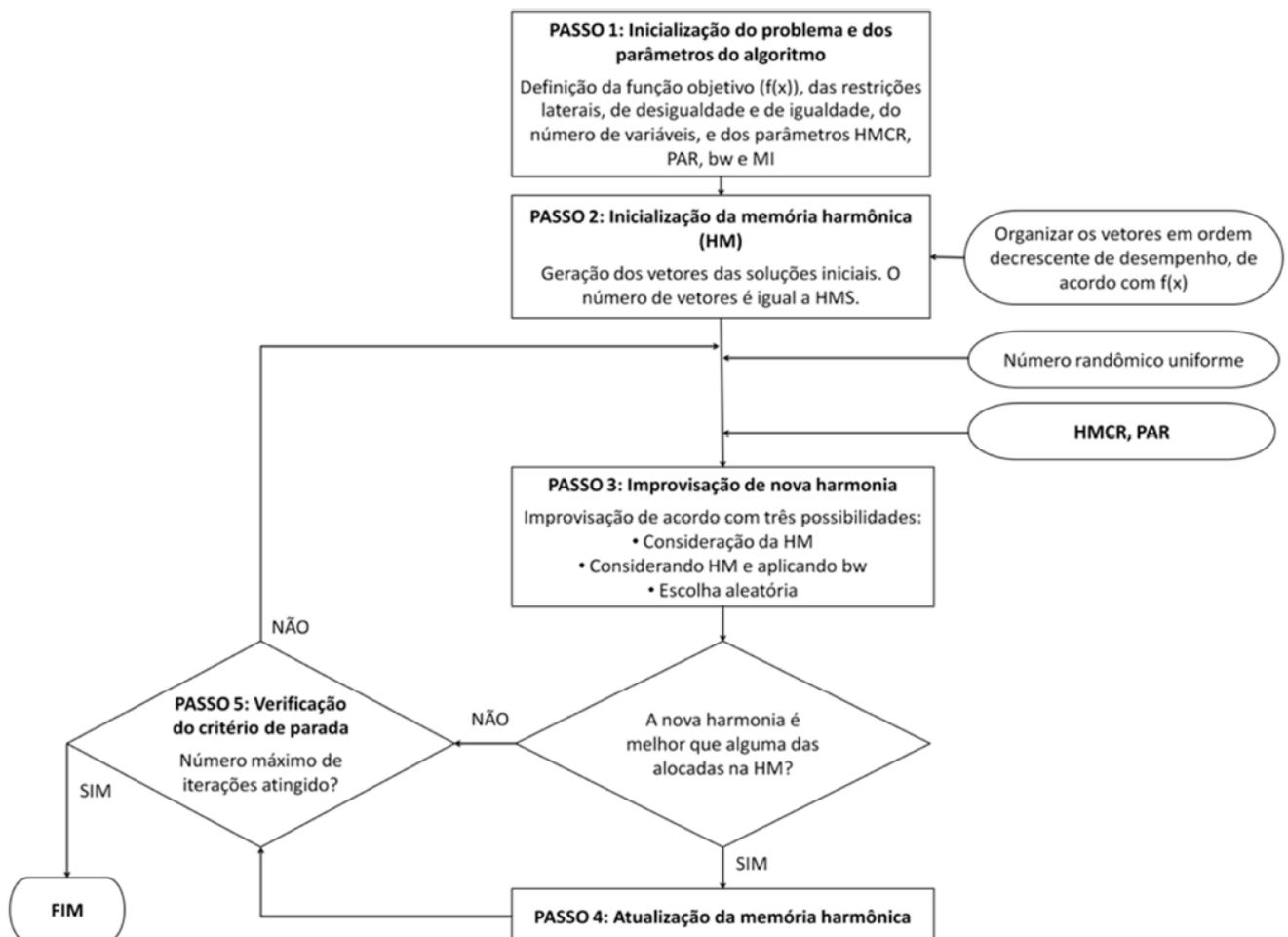
3. Improvisar uma nova harmonia: consiste na geração de uma nova harmonia com base na solução inicial, que pode ser feita de três maneiras: com base na consideração da memória, por meio de ajustes finos e pela seleção aleatória dentro de um intervalo de soluções possíveis. Essa etapa baseia-se nos parâmetros HMCR e PAR.

4. Atualização da Memória Harmônica: é a etapa em que as harmonias improvisadas são comparadas com as já existentes. A nova harmonia substitui a pior solução da HM, caso seja melhor.

5. Verificação do critério de parada: após cada iteração é verificado se o critério de parada é satisfeito. Caso positivo, o algoritmo é finalizado; caso negativo, o algoritmo retorna à terceira etapa, até que o critério de parada seja atingido.

Mahdavi, Fesanghary e Damangir (2007) propuseram o algoritmo de Busca Harmônica Melhorado, no qual os parâmetros PAR e bw (passo máximo de ajuste) variam de forma dinâmica ao longo das iterações, dentro de um limite mínimo e máximo. Enquanto o parâmetro PAR varia de forma linear, o bw varia exponencialmente. O fluxograma a seguir (Figura 2), desenvolvido por Medeiros (2012), representa essas etapas.

Figura 2 – Fluxograma básico do método da Busca Harmônica

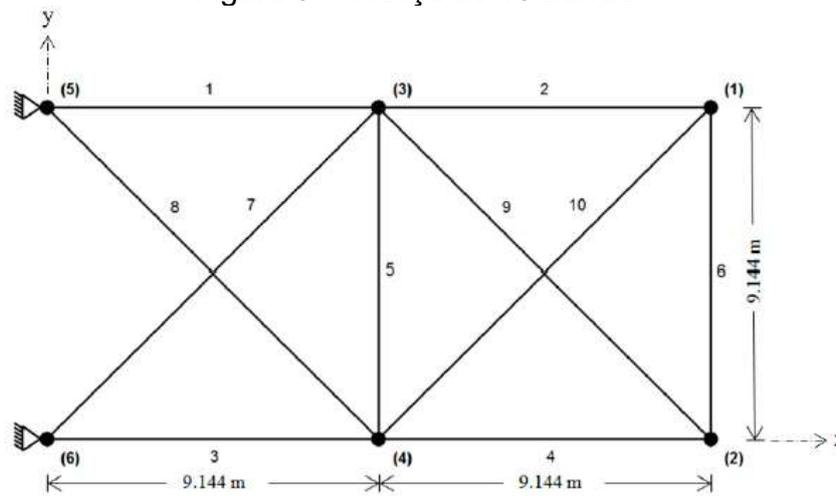


Fonte: Medeiros (2012).

A fim de se testar a funcionalidade do programa, bem como do próprio método de otimização escolhido, foram testados alguns problemas clássicos de otimização de treliças encontrados na literatura. O primeiro modelo estudado foi uma treliça composta de 10 barras e 6 nós, conforme condições de geometria ilustradas na Figura 3, com carregamentos verticais de 444,89 kN nos nós 2 e 4. Os deslocamentos nodais foram limitados em 50,8 mm e as propriedades do material consideradas foram: módulo de

elasticidade longitudinal igual a 68,95 GPa, massa específica de 2767,99 kg/m³ e tensão admissível para as barras de 172,37 MPa (tração e compressão), exceto para a barra 9, que foi considerado 517,11 MPa. As variáveis do problema foram as áreas das seções transversais, que poderiam assumir valores dentro do intervalo de 64,5 mm² e 20000 mm². No método de otimização, utilizou-se 20 para o tamanho da memória harmônica, PAR variando de 0,4 a 0,9, bw variando de 0,001 a 1 e número máximo de iterações igual a 20000. Os resultados obtidos neste trabalho são mostrados na Tabela 1, bem como os valores ótimos atingidos por outros autores, para fins de comparação.

Figura 3 – Treliça de 10 barras



Fonte: Borges (2013).

Tabela 1 – Resultados ótimos da treliça de 10 barras

Autor		Lee e Geem (2004)	Sonmez (2011)	Degertekin (2012)	Borges (2013)	Presente Trabalho
Algoritmo utilizado		Busca Harmônica	Colônia de Abelhas Artificial	Busca Harmônica Auto Adaptável	Vagalumes	Busca Harmônica Melhorado
Área das seções transversais (cm ²)	A1	194,5278	197,0957	196,1021	186,6800	193,5235
	A2	0,6581	0,0957	0,6452	0,6450	0,6832
	A3	146,5249	149,5574	149,0283	164,3500	141,3123
	A4	98,5220	98,1865	99,9479	94,5270	105,9191
	A5	0,6581	0,6452	0,6452	0,6450	0,6795
	A6	3,5099	3,5550	3,4131	4,1025	1,4827
	A7	48,6545	48,1513	48,3126	46,8840	151,4684
	A8	139,1051	135,8662	136,7114	137,1600	58,9649
	A9	138,3954	138,7245	137,6986	139,3000	124,9843
	A10	0,6452	0,6452	0,6452	0,6450	0,9949
Massa da estrutura (kg)		2294,226	2295,58	2295,82	2301,08	2327,65

É possível notar que o resultado obtido é competitivo, apresentando uma solução bastante próxima da melhor dentre os trabalhos citados, com uma variação de 1,46%. Tanto as restrições de deslocamentos quanto as de tensões admissíveis foram respeitadas.

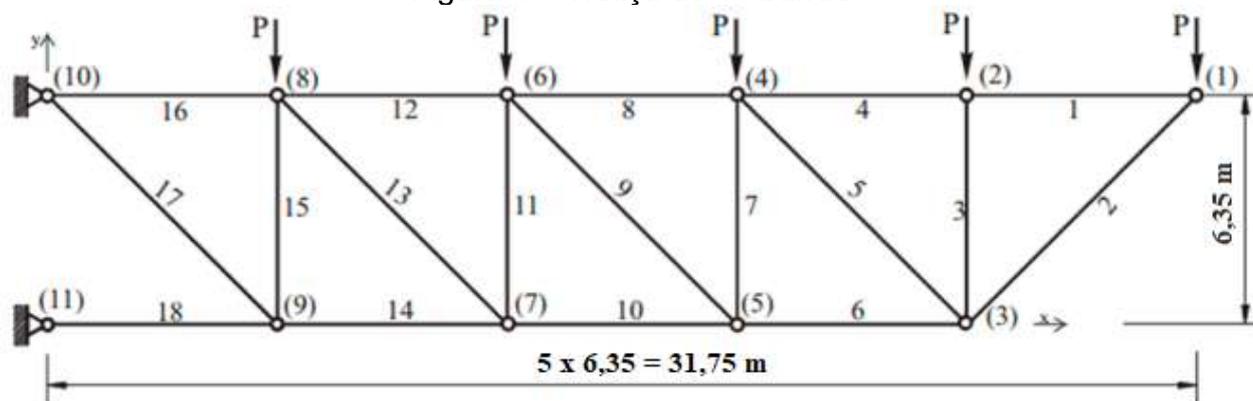
O segundo modelo estudado é composto por 11 nós e 18 barras, com carregamentos de 88,96 kN nos nós superiores da treliça, conforme a Figura 4. Todas as barras possuem

módulo de elasticidade longitudinal igual 64,947 GPa, massa específica de 2767,99 kg/m³ e tensão admissível de 137,90 MPa para compressão e tração. Nesse exemplo, considerou-se para as barras comprimidas, como restrição adicional, que a tensão de compressão atuante não poderia exceder a tensão crítica de flambagem, calculada através de uma adaptação da equação clássica de Euler:

$$\sigma_i = - \frac{K * E * A_i}{L_i^2} \quad (3)$$

sendo K um fator constante obtido a partir da geometria da seção transversal da barra, que nesse caso é 4, E o módulo de elasticidade, A_i a área da seção transversal do elemento i e L_i o comprimento do elemento i. As barras foram unidas em quatro grupos que devem assumir a mesma área: (i) barras 1, 4, 8, 12 e 16; (ii) barras 2, 6, 10, 14 e 18; (iii) barras 3, 7, 11 e 15; (iv) barras 5, 9, 13 e 17. Os limites inferior e superior para as áreas foram estabelecidos iguais a 64,516 mm² e 32258 mm², respectivamente. A Tabela 2 mostra um comparativo entre os resultados ótimos atingidos.

Figura 4 – Treliça de 18 barras



Fonte: Adaptado de Santos (2017).

Tabela 2 – Resultados ótimos da treliça de 18 barras

Autor		Sonmez (2011)	Santos (2017)	Presente Trabalho
Algoritmo utilizado		Colônia de Abelhas Artificial	Colônia de Abelhas Artificial	Busca Harmônica Melhorado
Área das seções transversais (cm ²)	i	64,516	64,516	64,5708
	ii	139,6836	139,6836	139,6778
	iii	80,645	80,645	80,6348
	iv	45,6193	45,6193	45,6180
Massa da estrutura (kg)		2916,84	2916,84	2917,40

Nesse problema, a diferença entre as massas ótimas foi de apenas 0,02% e nenhuma das restrições foram violadas, comprovando novamente a eficiência do algoritmo. Uma melhor calibração dos parâmetros do método e a incorporação de aprimoramentos ao algoritmo podem melhorar consideravelmente os resultados. Dentre os melhoramentos

propostos ao método, Medeiros e Kripka (2017) sugerem a reinicialização da memória harmônica quando as harmonias assumem valores muito próximos, tornando o algoritmo menos dependente do tamanho da população inicial.

CONCLUSÕES:

Utilizando o Método da Busca Harmônica, o programa atinge valores da função objetivo competitivos, desempenhando de modo satisfatório o que foi proposto. Com o intuito de obter resultados ainda melhores, é possível calibrar os parâmetros do método e implementar melhoramentos ao mesmo. Na sequência, será incluída a possibilidade de utilização de variáveis discretas, bem como a otimização das coordenadas nodais. Além disso, será proposta a otimização de perfis de aço e elementos de madeira, seguindo as respectivas normatizações.

REFERÊNCIAS:

BORGES, A. A. **Otimização de forma e paramétrica de estruturas treliçadas através dos métodos meta-heurísticos harmony search e firefly algorithm**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

DEGERTEKIN, S. O. Improved Harmony Search Algorithms for Sizing Optimization of Truss Structures. **Computers and Structures**, v. 92-93, p. 229-241, 2012.

LEE, K. S.; GEEM, Z. W. A New Structural Optimization Method Based on the Harmony Search Algorithm. **Computers and Structures**, v. 82, p. 781-798, 2004.

LEE, K. S.; GEEM, Z. W.; LOGANATHAN, G. V. A New Heuristic Optimization Algorithm: Harmony Search. **Simulation**, v. 76, n. 2, p. 60-68, fev. 2001.

MAHDAVI M.; FESANGHARY M.; DAMANGIR E. An improved harmony search algorithm for solving optimization problems. **Applied Mathematics and Computation**, v. 188, n. 2, p. 1567-1579, 2007.

MEDEIROS, G. F. **Método da busca harmônica aplicado na otimização de seções de pilares retangulares em concreto armado considerando custos econômicos e ambientais**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2012.

MEDEIROS, G. F.; KRIPKA, M. Modified improved harmony search: proposta de melhorias para o algoritmo de otimização. *In: XXXVIII IBERIAN LATIN-AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING*, 2017, Florianópolis. **Proceedings...** Florianópolis, 2017.

SANTOS, R. B dos. **Otimização de treliças utilizando o algoritmo artificial de colônia de abelhas**. 2017. 94 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

SONMEZ, M. Artificial Bee Colony Algorithm for Optimization of Truss Structures. **Applied Soft Computing**, v. 11, p. 2406-2418, 2011.

SONMEZ, M. Discrete optimum design of truss structures using Artificial Bee Colony algorithm. **Structural and Multidisciplinary Optimization**, v. 43, p. 1-13, ago. 2011.

TRES JUNIOR, F. L. Desenvolvimento de um programa computacional para análise e otimização de treliças planas. *In*: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 2018, Passo Fundo. **Anais...** Passo Fundo, 2018. p. 50-54.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



AVALIAÇÃO DA PRESSÃO DINÂMICA DETERMINADA PELA ABNT NBR 6123:1988 EM RELAÇÃO A PADRÕES INTERNACIONAIS

William de Oliveira Pol¹, Marinês Silvani Novello²

¹ Engenheiro Civil Acadêmico do Curso de Pós Engenharia de Segurança do Trabalho - IMED

² Orientador, Professor do Curso de Engenharia Civil - IMED

RESUMO: Ao longo de várias décadas e de revisões, cada código complementara a formulação base da mecânica dos fluidos, usada para calcular a pressão do vento, a fim de adequá-la a seu território de abrangência. Assim, a pressão dinâmica passou a correlacionar além da turbulência do vento, a rugosidade, topografia, fatores sem equivalência direta entre as normativas. No Brasil, o aumento da incidência de desastres naturais resultou na revisão da ABNT NBR 6123:88, primeira em trinta anos, reformulando suas isopletras. Logo, tais fatos, podem influir no desempenho da norma brasileira, o que afim de contribuir com a mesma, propicia a compreensão das diferenças entre padrões renomados de carga de vento perante a ela. O estudo, que abrange o NBC of Canada 2005, a ASCE 7-15 e o Eurocode 2010, pontua diferenças relevantes nas pressões dinâmicas que podem repercutir na concepção e projetos de estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: ASCE-7-15; Eurocode 2010; NBC of Canada 2005; ABNT NBR 6123:1988; Pressão dinâmica, Fator de exposição.

INTRODUÇÃO:

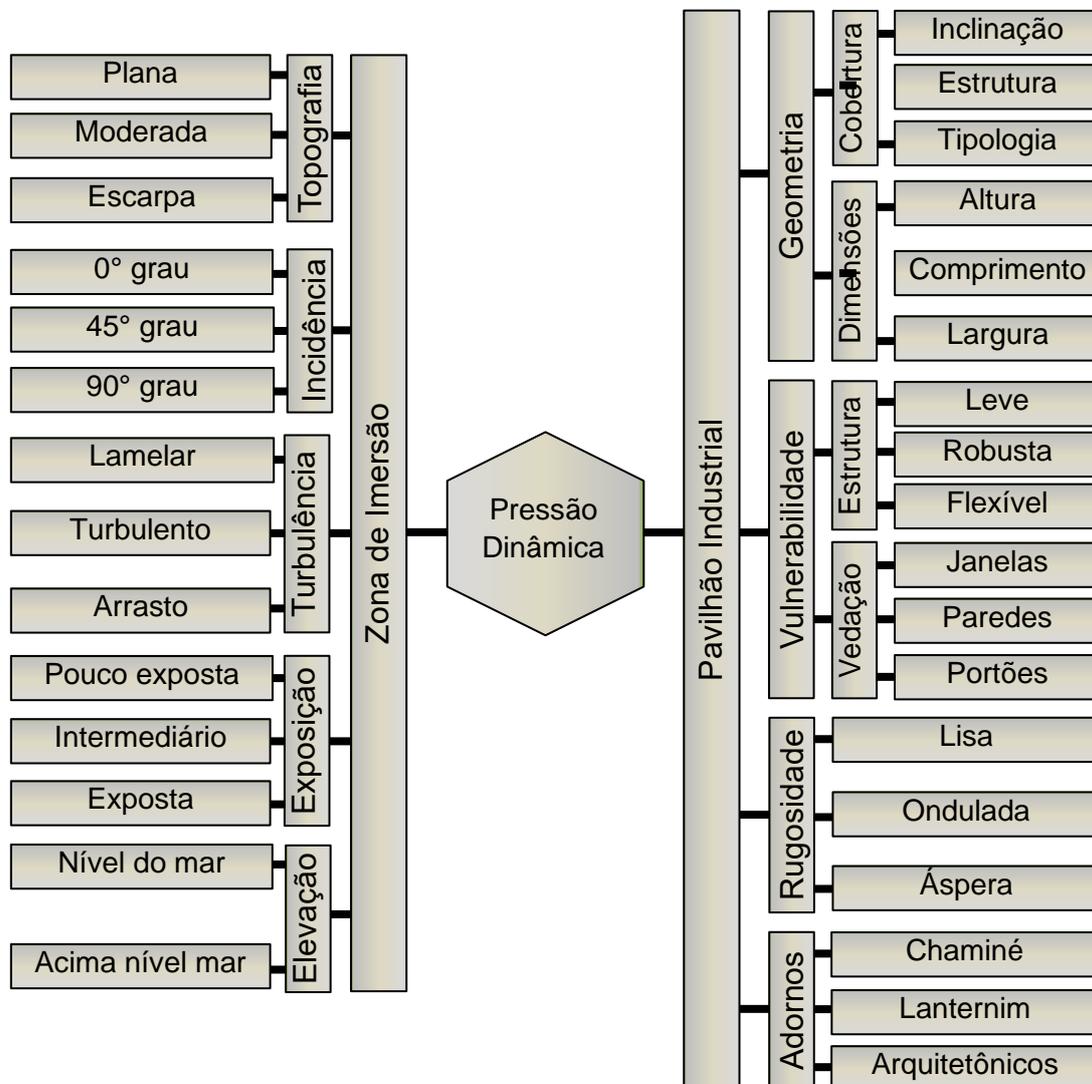
A magnitude da ação do vento, a qual uma edificação está sujeita, é resultado da interação da mesma com sua zona de imersão. Sendo o vento um fluido, toda e qualquer perturbação ocasionada pela presença de obstáculos, produz alterações no escoamento natural das massas de ar. À medida que estas perturbações se sucedem a barlavento da estrutura, as mesmas afetam sua concepção, uma vez que, podem prover fatores benéficos ou maléficos a análise estrutural como um todo (BLESSMANN, 2009). Benéficos, à medida que, esta esteja localizada, por exemplo, em um centro urbano denso ou em uma topografia escarpa, na qual a própria rugosidade adjacente, ocasione turbilhões do vento atenuando sua pressão exercida, “protegendo” a edificação de certa forma (PITTA, 2014). Todavia, em regiões com maior grau de exposição, esta pressão é sentida em sua totalidade, ou ainda, porventura de obstáculos adjacentes, ela pode ser maximizada devido a convergência das correntes de ar, reflexo do aumento da velocidade do vento ou desprendimento de vórtices (GONÇALVES ET AL., 2004). Desta forma, as pressões geradas na superfície de uma edificação sob ação do vento, variam com a direção e intensidade do mesmo, logo, denomina-se, pois, as pressões exercidas pelo vento sobre uma superfície plana perpendicular a ela como pressão dinâmica (HOLMES, 2004).

Em quesito de simplificação de cálculo, a consideração da interação fluido-estrutura se dá pelo método de equivalência. Assim, os efeitos dinâmicos do vento são comutados por ações estáticas equivalentes, o que dentro dos princípios da aerodinâmica é comumente denominado coeficiente aerodinâmico de pressão. Assim, pressão dinâmica torna-se o elo mas não constante entre as variáveis a serem dominadas tanto no contexto

da zona de imersão quanto no contexto da edificação (figura 01), regida pelos coeficientes de pressão que determinam a magnitude do esforço solicitante. Embora as variáveis derivadas da edificação sejam constantes, imutáveis com o tempo, as variáveis oriundas da zona de imersão estão sujeitas a correções devido às mudanças das condições climáticas globais.

No caso das metodologias convencionais de pressão dinâmica, suas considerações são baseadas em formulações estatísticas com variabilidade diferentemente das usadas para pesos próprios. Entretanto, essas formulações podem variar desde avaliações estatísticas ou pelo fato de serem baseadas em velhas e antigas experiências de valores adotadas em construções existentes, caso da norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 (SALES, MUNAIAR NETO, MALITE, 2015). Assim, a falta de atualizações, pode ser um problema em questão de abrangência da normativa. Segundo Pitta (2014), a ABNT NBR 6123:1988 não fornece especificações para tipos de edificações aplicadas corriqueiramente, principalmente, de caráter industrial, de modo que erros podem ser cometidos em casos que adotam apenas a norma como critério de projeto.

Figura 01 – Variáveis influêntes na pressão dinâmica.



Fonte: Própria do autor.

Tais fatos podem ser questionados diante do aumento da incidência e intensidade de fenômenos meteorológicos como vendavais, tornados e downbursts no Brasil (MUNICH

RE GROUP, 1999; KOBIYAMA et al., 2006; IPCC, 2007). De acordo com o Atlas Brasileiro de Desastres Naturais: 1991 a 2012 (2013), somente nas últimas décadas mais de 54 mil pessoas foram afetadas diretamente pela ocorrência de tornados na região sul. Podem ser citados, como exemplo, da magnitude deste fenômeno:

- O tornado que atingiu o município catarinense de Xanxerê, danificando mais de 500 casas, com ventos que chegaram à marca 200km/h, em abril de 2015, de acordo com GaúchaZH (2015);
- O tornado de categoria F2 na escala Fujita, que assolou a cidade de São Miguel das Missões no noroeste do Rio Grande do Sul com rajadas de vento de 250km/h, que duraram cerca de 5 minutos danificando pelo menos 100 residências em abril de 2016, segundo a MetSul Meteorologia (EBC, 2016);

Segundo estudos realizados por Romatschke e Houze (2010), tal fato se deve pela profundidade das nuvens convectivas, que abrangem grande parte do território nacional, as quais são responsáveis por tempestades severas e precipitações expressivas. Portanto, as regiões sul, sudeste e centro-oeste do país, por possuírem núcleos convectivos profundamente consolidados, são mais propensas a esses fenômenos. Como a pressão dinâmica é o parâmetro que considera a velocidade básica da região, fator pauta da atual revisão da norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 devido ao aumento da incidência de fenômenos meteorológicos no Brasil, tais indícios levam a redefinição do mapa de isopleias com base em estações de monitoramento meteorológicas (LOREDO-SOUZA, 2016).

Além disso, devido a globalização da indústria, o desenvolvimento de normativas e surgimento de padrões internacionais unificados, torna-se iminente a necessidade de compreender os principais padrões internacionais de carga de vento e suas diferenças, afim de garantir a compreensão adequada dos seus efeitos (BASHOR; KAREEM; MORAN, 2009).

Logo, percebe-se, pois, uma convergência de fatores: os indícios de aumento de vendavais e tornados no Brasil e conseqüentemente a velocidade básica do vento; a defasagem devido ao tempo da norma brasileira perante aos padrões internacionais que sofrem revisões periódicos e a dificuldade de mensurar o grau de exposição da estrutura perante a ação do vento. Sendo estes, intrinsecamente, ligados a pressão dinâmica e, subseqüentemente, na estabilidade da estrutura, sobretudo, pavilhões industriais que na maioria das vezes, são esbeltos e leves.

DESENVOLVIMENTO:

Devido ao fato de o ar ser um fluido incompressível e não viscoso, seu escoamento dinâmico, pode ser expresso pelo Teorema de Bernoulli. Deste, deriva a estruturação matriz para o cálculo de pressão dinâmica de ambos os códigos estudados. No entanto, cada normativa possui fatores de maximizam a velocidade do vento e, por conseguinte, a pressão dinâmica de acordo com a vulnerabilidade da edificação quanto as variáveis influentes (Figura 01) em sua zona de imersão. A Tabela 01 apresenta o resumo do processo de cálculo para a determinação da pressão dinâmica de cada normativa.

Para a realização do cálculo da pressão dinâmica a de se fazer as seguintes considerações:

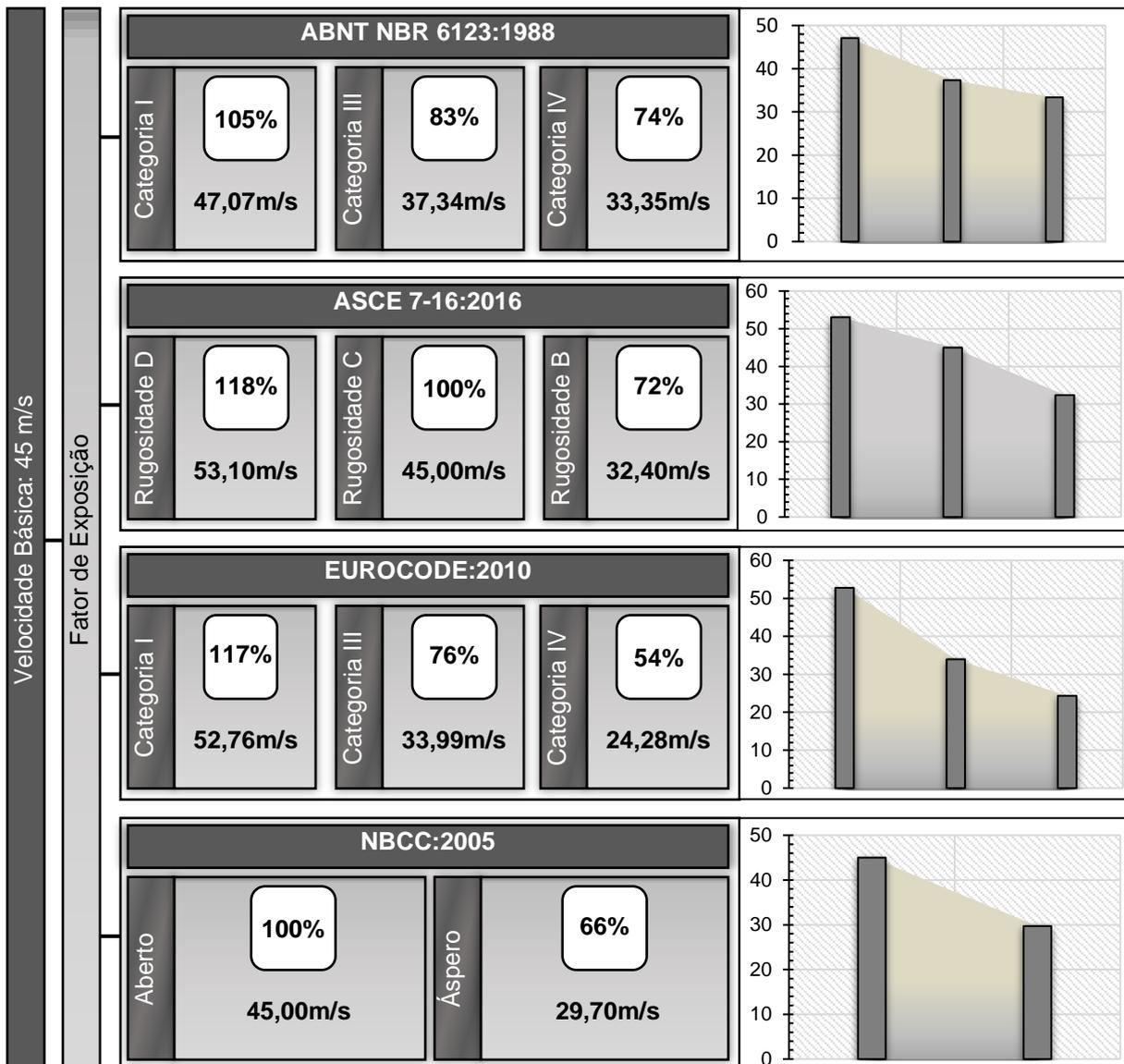
- Como localização hipotética de uma edificação de estudo a cidade de Passo Fundo – Rio Grande do Sul;
- Característica topográfica do planalto meridional como sendo plana;
- Velocidade básica do vento como sendo de 45m/s;
- Rugosidade simulada sendo categorias I, III e IV da ABNT NBR 6123:1988 e suas categorias equivalentes nos padrões internacionais de carga de vento.

Tabela 01 – Resumo do processo de cálculo da pressão dinâmica.

	ASCE 7-15	NBCC 2005	Eurocode 2010	NBR 6123:1988
Velocidade básica	V	V	$V = V_b C_{dir} C_{season}$	V
Velocidade média	-	-	$V_m = C_r C_0 V_b$	$V_k = V_o S_1 S_2 S_3$
Pressão Dinâmica	$0,613 K_z K_{zt} K_d K_e V^2$	$0,5 \rho V^2$	$[1 + 7I_v] 0,5 \rho V_m^2$	$0,613 V_k^2$
Fator de Exposição	K_z	C_e	C_r	S_2
Fator Topográfico	K_{zt}	C_e	C_o	S_1
Fator Direcionalidade	K_d	-	C_{dir}	-
Fator Importância	-	I_w	-	S_3
Fator de Turbulência	-	-	I_v	-
Pressão Estática	$q[G C_{pf} - G C_{pi}]e$	$I_w q C_e A (C_{ge} C_{pe} - C_{pi} C_{gi})$	$q[C_{pe} - C_{pi}]e$	$(C_{pe} - C_{pi})qA$
Méd. Velocidade	3 s	1 h	10 min	3 s
Altura de Medição	10 m	10 m	10 m	10 m
Perfil de Vento	Lei Logarítmica	Lei da Potência	Lei Logarítmica	Lei Logarítmica

Fonte: Própria do autor.

Figura 02 – Efeito das categorias de exposição na velocidade do vento.



Fonte: Própria do autor.

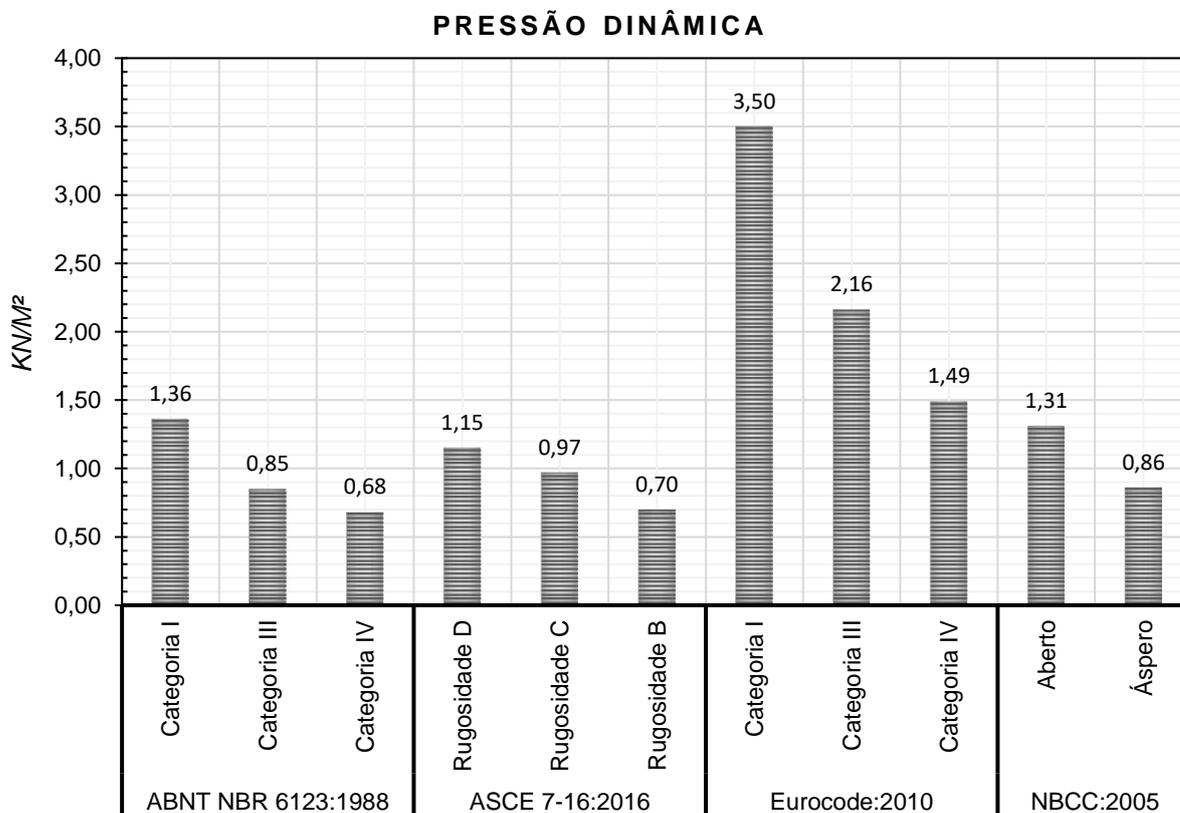
Com base nos processos atribuídos por cada normativa, bem como, seus fatores, fora determinada a pressão dinâmica e a influência do fator de exposição, de cada categoria equivalente a norma brasileira, na mesma. Na figura 02 pode-se observar o comportamento da velocidade do vento, à medida que, o fator de exposição fora variando, bem como o gráfico de comportamento da velocidade de cada código. Como a topografia for considerada plana os fatores topográficos não surtem influência nos resultados.

Quanto a variação dos fatores de rugosidade:

- A ASCE-7 e a NBR 6123:1988, para as rugosidades equivalentes a categoria I da norma brasileira, majoram a velocidade do básica do vento enquanto os demais padrões a consideram em sua totalidade;
- O nível de discrepância entre os fatores de rugosidade é muito representativo, enquanto, para rugosidades equivalentes a categoria III da norma brasileira, a ASCE-7 considera a velocidade do vento em sua totalidade, sem majoração ou minoração, os demais padrões, com exceção do NBCC pois não possui essa variação de exposição, apresentam redução de 16,98% a 26,00%. A maior diferença entre os fatores se dá entre os padrões brasileiro (NBR 6123:1988) e europeu (Eurocode), para a rugosidade equivalente a categoria IV da norma brasileira, onde para a mesma categoria de exposição os fatores possuem uma diferença de 33,75%;
- De forma geral, em termo de rugosidade, os padrões ASCE-7:2015 e ABNT NBR 6123:1988 são os mais conservadores, seguidos pelo NBCC 2005 e o Eurocode 2010 respectivamente.

Em termos de pressão dinâmica, o comportamento da mesma diante da variação das categorias de exposição pode ser observado na Figura 03.

Figura 03 – Pressão dinâmica obtida para categoria de rugosidade dos padrões considerados.



Fonte: Própria do autor.

Quanto a pressão dinâmica:

- O padrão ASCE-7 fora o qual resultou nos menores valores de pressão dinâmica seguido pela ABNT NBR 6123:1988, fato adverso aos seus fatores de rugosidade. Tais padrões foram os que demonstraram maior grau similaridade nos resultados obtidos;
- O padrão Eurocode foi o qual demonstrou os maiores valores de pressão dinâmica, o adverso a magnitude dos seus fatores de rugosidade. Tal fato pode estar associado à sua formulação diferenciada das demais, a qual considera a pressão dinâmica de pico gerada em situações de vento intenso. Esta, por sua vez, é baseada na pressão dinâmica de referência derivada do teorema de Bernoulli, somado a uma turbulência, enquanto as demais apenas se baseiam no teorema. Isto faz com que seus valores sejam até 112,23% maiores em comparação a norma brasileira, para a rugosidade equivalente a categoria I da NBR 6123:1988.
- A de se reconhecer a semelhança na metodologia, bem como, valores finais de pressão dinâmica da ABNT NBR 6123:1988 em relação a ASCE-7, embora apresentem parâmetros não equivalentes.

Cabe reiterar que os códigos tomados para o estudo possuem peculiaridades em suas metodologias. Alguns como a ASCE-7, fazem a consideração da elevação do nível do mar, junto ao cálculo, parâmetro este advindo da versão de 2015 e inexistente nas edições anteriores. Tal parâmetro, por sua vez, causou uma redução de 8,50% nos valores da pressão dinâmica final, cujo, sem ele a mesma resultaria em valores mais próximos do padrão brasileiro. Assim como, possuem formas diferentes de considerar a vulnerabilidade do sistema construtivo junto a ação do vento. Enquanto a ASCE-7 a considera com variações de velocidade básicas de vento junto ao seu mapa de isopletas outras como a ABNT NBR 6123:1988 e o NBCC 2005 o fazem através de coeficientes de importância que levam em conta o uso da mesma.

CONCLUSÕES:

O presente artigo examinou as peculiaridades dos principais padrões internacionais de carga de vento em relação a norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 em quesito de pressão dinâmica e fator de exposição. Pode-se observar, em suma, as seguintes considerações:

- A norma europeia mostrou resultados de pressão dinâmicas discrepante dos demais padrões, sendo que esta diferença está ligada à sua formulação em si e não aos fatores de exposição;
- A diferença entre os fatores de exposição, sobretudo, a maximização da pressão dinâmica para a condição aberta (categoria I da ABNT NBR 6123:1988);
- A semelhança das metodologias e resultados entre a norma brasileira e americana em contrapartida a formulação de pressão dinâmica da norma europeia ou a determinação dos fatores de exposição intermediárias as classes aberto e áspero da norma canadense.

Desta forma, sendo a pressão dinâmica a pressão exercida em um corpo ao obstruir o escoamento do vento, e através dos coeficientes de pressão esta pressão converte-se em estática e por conseguinte a esforço estrutural, sua magnitude implica diretamente na estabilidade da estrutura. Tais diferenças levantadas podem ser um fator marcante em uma metodologia não revisada a trinta anos embora seus resultados sejam medianos perante as demais. Todavia, a questão de assertividade, bem como, a determinação da exposição

demanda estudo experimentais para realização de análises de modo a identificar a possível interferência.

REFERÊNCIAS:

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE Standard ASCE/SEI 7-15 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. Reston, Virginia: ASCE, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 66 p.

ATLAS BRASILEIRO DE DESASTRES NATURAIS: 1991 A 2012. Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres. 2. ed. rev. ampl. – Florianópolis: CEPED UFSC, 2013. 126 p.: il. color.; 22 cm.

BASHOR, Rachel; KAREEM, Ahsan; MORAN, Robert M. **Comparative study of major international standards**. In: Proceedings of the 7th Asia-Pacific Conference on Wind Engineering. Taipei, China. 2009.

BLESSMANN, Joaquim. **Ação do vento em telhados**. 2. ed. Porto Alegre: UFRGS, 2009. 368 p.: il.; 16 x 23cm.

EMPRESA BRASIL DE COMUNICAÇÃO. **Tornado atinge São Miguel das Missões, cidade histórica do Rio Grande do Sul**. 2016. Disponível em: <<http://agenciabrasil.ebc.com.br/geral/noticia/2016-04/tornado-atinge-sao-miguel-das-missoes-cidade-historica-do-rio-grande-do-sul>>. Acesso em: 26 de fevereiro de 2018.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions**. Brussel: EUROCODE, 2010. 149 p.

GAÚCHAZH. **Sul e Sudeste do Brasil formam segundo maior "Corredor de Tornados" no mundo**. 2015. Disponível em: <<https://gauchazh.clicrbs.com.br/geral/noticia/2015/04/sul-e-sudeste-do-brasil-formam-segundo-maior-corredor-de-tornados-no-mundo-4744532.html>>. Acesso em: 26 de fevereiro de 2018.

GONÇALVES, Roberto Martins et al. **Ação do vento nas edificações: Teoria e exemplos**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2004. 67 p.

HOLMES, John D.. **Wind loading of structures**. London: Spon Press, 2004. 383 p.

IPCC – Intergovernmental Panel on Climate Change. **Climate Change 2007: The Physical Science Basis**. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, USA, 2007. 996 p

KOBIYAMA, Masato et al. **Prevenção de Desastres Naturais: Conceitos Básicos**. Curitiba - PR: Organic Trading, 2006. 109 p.

LOREDO-SOUZA, Acir Mércio. **Professor defende fundamentação científica rígida na revisão norma de ventos em edificações para garantir segurança e eficiência das estruturas**, depoimento [15 jan. 2016]. Entrevistador: Eduardo Campos Lima. São Paulo: Revista Técnica, 156

ed. Disponível em: < <https://techne.pini.com.br/2016/01/professor-defende-fundamentacao-cientifica-rigida-na-revisao-norma-de-ventos-em-edificacoes-para-garantir-seguranca-e-eficiencia-das-estruturas/>> Acesso em: 20 out. 2018.

MUNICH RE GROUP, 1999, München. **Topics 2000: Natural Catastrophes - The Current Position.** München - Deutschland: Münchener Rück, 1999. 127 p.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA. ASSOCIATE COMMITTEE ON THE NATIONAL BUILDING CODE. National building code of Canada. Associate Committee on the National Building Code, National Research Council, 2010.

PITTA, José Alfredo Azzi. **Acidentes em edificações devido à ação do vento.** São Carlos: EdUFSCar, 2014. 39 p. (Série Apontamentos).

ROMATSCHKE, Ulrike; HOUZE JUNIOR, Robert A.. **Extreme Summer Convection in South America.** Journal of climate. Washington, p. 3761-3791, v. 23, n. 14. 15 jul. 2010.

SALES, José Jairo de; SALES, Jorge Jairo de; MALITE, Maximiliano. **Segurança nas Estruturas: Teoria e prática.** 2. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015. 130 p.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



AFERIÇÃO DE FREQUÊNCIAS FUNDAMENTAIS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA POR SMARTPHONES

Jéssica Maria Bresolin ¹, Zacarias Martin Chamberlain Pravia ²

¹ Acadêmico do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGEng) - Universidade de Passo Fundo

² Professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGEng) - Universidade de Passo Fundo

RESUMO

O intuito da pesquisa trata de medições do parâmetro dinâmico da frequência natural de lâminas de madeira, por métodos de ordem experimental, modelagem numérica e analítico, visando a validação de medições precisas por Smartphones.

Palavras-chave: Dinâmica estrutural. Frequência natural. Medições experimentais. Smartphones.

1. INTRODUÇÃO

Dentre os materiais fundamentais empregados pela Construção Civil, a madeira destaca-se como o recurso mais antigo a ser aplicado, em virtude de sua origem natural e considerável disponibilidade no meio ambiente, caracterizando-a como um recurso de ordem renovável (PFEIL; PFEIL, 2003; RIJAL *et al.*, 2016). Assim sendo, dado a filosofia mundial de desenvolvimento sustentável, o emprego da madeira agrega vigorosos valores sociais, ambientais e econômicos, sendo considerada como o material de construção do século XXI (WOODARD; MILNER, 2016; ZMIJEWKI; WOJTOWICZ-JANKOWSKA, 2017).

Atualmente, a aplicabilidade da madeira encontra-se difundida em largas escalas através da execução de sistemas estruturais de pisos em edificações de ordem pública, industrial, comercial e, principalmente, residencial (HU; CHUI; ONYSKO, 2001), em virtude das propriedades de alta relação resistência-peso e baixa densidade atribuídas à madeira (RAMAGE *et al.*, 2017), as quais contemplam as novas tendências solicitadas pelo mercado construtivo, em termos de pavimentos leves, flexíveis e com vãos de longo alcance (CHEN; XU; ZHANG, 2014).

Em consequência a propriedade de baixa densidade da madeira, tais pavimentos de longo alcance passaram a manifestar desempenhos insatisfatórios e intolerantes aos ocupantes, devido aos consideráveis aumentos de deflexão e aparentes reduções de isolamento a vibrações (EBADI; DOUDAK; SMITH, 2016; RIJAL *et al.*, 2016), dado a suscetibilidade dos mesmos ao fenômeno da ressonância, estado onde amplitudes de movimentação oscilatória são acentuadas, devido à estímulos externos em frequências próximas das faixas de frequência de excitação dinâmica (WECKENDORF *et al.*, 2016), como os impulsos dinâmicos oriundos da prática de atividades cotidianas do próprio ser

humano, como caminhar, correr, dançar e pular (CASAGRANDE *et al.*, 2018; TOLEDO; NALLIM; SANCHEZ, 2018).

Denota-se que a problemática acerca de vibrações excessivas em pavimentos longos de madeira, comporta-se como uma propriedade decisiva e relevante a ser controlada por intermédio de estratégias de projeto, (WECKENDORF *et al.*, 2016), essas diretamente interligadas ao atendimento dos requisitos mínimos de desempenho vibracional do Estado Limite de Serviço, descritos por distintos códigos normativos vigentes.

Notavelmente os critérios abordados pelas normas, admitidos como táticas de remediação para uma gama de possíveis problemas de desempenho insatisfatório (EBADI; DOUDAK; SMITH, 2016), referem-se a procedimentos simplistas e empíricos de cálculo manual, considerando propriedades mecânicas e dinâmicas de pavimentos com dimensões e concepções específicas, geralmente difundidos através da aplicação de modelos simplificados de viga, para representação do sistema estrutural do piso (CHEN; XU; ZHANG, 2014; CASAGRANDE *et al.*, 2018). Logo, os pavimentos de longo alcance, que admitem concepções e condições distintas de suporte, os referidos procedimentos convencionais de verificação do desempenho vibracional não são correspondentes, de forma a direcionar as verificações a conclusões errôneas.

Assim sendo, esse cenário demonstra a necessidade pela amplificação de pesquisas acerca da dinâmica estrutural, atrelada às novas concepções de pisos de longo alcance em madeira, as quais podem crescer exponencialmente com a aplicabilidade precisa de equipamentos comuns, para a medição de parâmetros dinâmicos, como os dispositivos Smartphones, esses munidos de alta capacidade de armazenamento e leitura instantânea de dados, em virtude do crescente advento da indústria tecnológica.

Em virtude das considerações apontadas acima, a presente pesquisa tem por objetivo principal, a avaliação do parâmetro dinâmico da frequência fundamental de oito lâminas de madeira de *Pinus*, por intermédio da aplicação de metodologias de ordem experimental, modelagem numérica pelo Software ANSYS e analítica, visando apresentar a efetividade de medições de alta precisão, realizadas por dispositivos de Smartphones.

2. DESENVOLVIMENTO

2.1 Materiais

Em virtude da variabilidade de espécies arbóreas disponíveis ao mercado da Construção Civil, definiu-se a madeira de *Pinus*, pertencente à família de madeiras coníferas, categorizada como a classe de madeiras macias, dado o crescimento rápido do tronco e o material lenhoso de menor densidade, devido à alta disponibilidade comercial da referida espécie, na região sul do Brasil.

Deste modo, para o desenvolvimento da pesquisa, oito peças laminadas foram analisadas, as quais foram serradas e aplainadas para as dimensões previamente definidas de 2,0 cm de espessura, 7,0 cm de altura e 400 cm de comprimento, sendo posteriormente caracterizadas quanto ao parâmetro físico da densidade e ao parâmetro mecânico elástico do Módulo de Elasticidade (*MOE*), necessários à metodologia desenvolvida pela pesquisa.

A densidade refere-se a um dos parâmetros de ordem física de maior relevância à Engenharia Estrutural, uma vez que por meio de sua definição, associada a um determinado teor de umidade, estipulam-se quais são as melhores aplicabilidades dos elementos de madeira, de acordo com suas espécies arbóreas. Assim sendo, a densidade básica (ρ_{bas}) do lote de lamelas empregado na presente pesquisa, fora estabelecida conforme os requisitos da NBR 7190:1997 – Projetos de estruturas de madeira, para um conjunto de nove corpos-de-prova, sendo o mesmo qualificado por uma densidade básica representativa de 395,52 Kg/m³.

Já, as propriedades mecânicas elásticas determinam o parâmetro de rigidez dos materiais, caracterizando a capacidade desses, em retornar ao seu formato inicial, em

termos de dimensões de seção transversal e de comprimento, após a remoção de uma determinada carga de solicitação, sem apresentar deformações permanentes e ruptura. Em vista disso, para elementos em madeira, a propriedade mecânica do *MOE*, é de grande relevância.

Desta forma, os laminados foram caracterizados quanto ao *MOE*, através do ensaio de rigidez à flexão, de acordo com a configuração apresentada pela Figura 1, na qual os elementos estruturais são submetidos a uma determinada carga concentrada (*P*) atuante no meio do vão livre, admitindo-se condições de suporte biapoiada, visando que o dado referente ao deslocamento vertical no meio do vão (deflexão – δ), seja obtido.

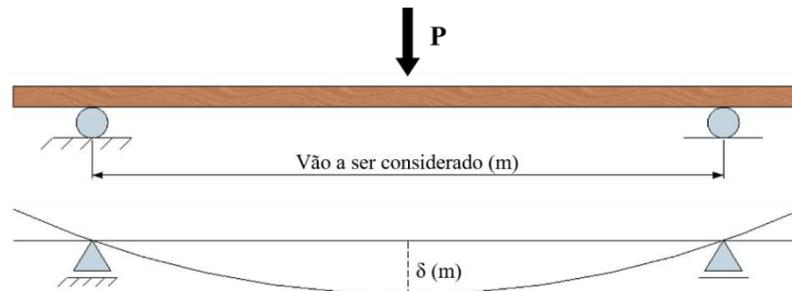


Figura 1 – Configuração do ensaio de rigidez à flexão das lâminas.

Em virtude da configuração de esforço de flexão, admitida para o ensaio explanado acima, através da Equação 1 o parâmetro de deslocamento vertical (δ) é determinado. Ao passo que, os deslocamentos verticais tratam-se dos dados coletados experimentalmente e o parâmetro de rigidez das peças é desconhecido, reescrevendo-se a equação inicial para a Equação 2, o Módulo de Elasticidade dos elementos pode ser estabelecido.

$$\delta = \frac{P * L^3}{48 * E * I} \quad \text{Equação 1}$$

$$MOE = \frac{P * L^3}{48 * \delta * I} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

- δ – Deformação do elemento, em metros;
- *P* – Carga aplicada, em *kN*;
- *L* – Vão livre, em metros;
- *I* – Momento de inércia da seção transversal do elemento, em m^4 ;
- *MOE* – Módulo de elasticidade, em kN/m^2 .

Assim sendo, para o ensaio de rigidez à flexão, retratado pela Figura 2, salienta-se que fora considerado vão livre de 3,47 metros, dadas as condições limites de espaçamento entre apoios do pórtico empregado, bem como uma carga concentrada no meio do vão (*P*) na ordem de 560,30 gramas, correspondente a duas placas vermelhas retangulares de 3,45 mm de espessura, 75,50 mm de largura e 148,90 mm de comprimento. Deste modo, os deslocamentos verticais (δ) provocados pela aplicação das placas, foram mensurados por um relógio comparador com curso de 0,50 mm, instalado por uma base magnética logo abaixo da face inferior do laminado.



Figura 2 – Realização do ensaio de determinação da rigidez à flexão das lâminas.

Quanto aos dados dimensionais necessários à determinação experimental do *MOE*, esses foram coletados por intermédio de cinco pontos de medição da seção transversal de cada lâmina, ao longo do comprimento das peças, de modo a se operar com os parâmetros dimensionais médios da largura e altura das peças.

Para tanto, cada laminado fora submetido a três repetições do ensaio de rigidez à flexão, visando a obtenção do valor médio do *MOE* para cada qual, sendo a carga aplicada ao longo de um minuto em cada medição, para manter as peças sem deformações, em razão do comportamento reológico da madeira, onde deformações instantâneas ocorrem logo após a aplicação de uma determinada carga, bem como deformações permanentes para cargas atuantes por elevados períodos de tempo.

A Tabela 1 apresenta os dados de cada lamela, coletados experimentalmente para a definição do valor médio representativo do Módulo de Elasticidade das mesmas.

Tabela 1 – Dados do Módulo de Elasticidade experimental das lâminas de madeira.

Lâmina	b médio (cm)	h médio (cm)	Momento de Inércia (cm^4)	Massa (Kg/cm)	MOE médio (Mpa)
L01	6,62	2,06	4,81	0,005387	14472,15
L02	6,66	2,06	4,86	0,005432	21127,97
L03	6,66	2,04	4,74	0,005387	11397,60
L04	6,65	2,05	4,78	0,005395	19741,80
L05	6,66	2,05	4,79	0,005403	19053,96
L06	6,66	2,08	4,98	0,005473	9718,49
L07	6,65	2,05	4,78	0,005391	13159,87
L08	6,66	2,06	4,84	0,005421	9249,76

2.2 Métodos

Visando apresentar a efetividade de medições de alta precisão, realizadas por dispositivos de Smartphones, os oito laminados de madeira caracterizados na seção acima, foram analisados quanto ao parâmetro modal da frequência fundamental, que representa a qual taxa de oscilação por unidade de tempo, a vibração de um determinado elemento estrutural é favorável, pela implementação das metodologias descritas a seguir.

2.2.1 Método experimental

As medições foram dadas por intermédio do uso de um Smartphone, equipado com acelerômetro e do aplicativo *myFrequency* desenvolvido pela APPtodate para sistemas Android, o qual comportava um sensor de aceleração K2HH Accelerometer, com resolução de 0,0012 m/s² e faixa de amplitude de aceleração dada pelo limite de ±39,2266 m/s², sendo 100,0 Hz a máxima taxa de aquisição de dados do espectro de frequência, registrando cem amostras por segundo, com tempo de aquisição de 0,01 segundos para cada qual.

Assim, as peças de madeira dispostas na mesma configuração de vão livre e condição de suporte, admitidas ao ensaio de rigidez à flexão, foram estimuladas dinamicamente pela batida do dedo indicador, em um ponto próximo do meio do vão livre considerado, como apresentado pela Figura 3, dado que o dispositivo de medição foram posicionado no ponto central, região cuja movimentação oscilatória vertical é maior, de forma a serem realizadas três medições do sinal vibratório ao longo de vinte segundos, para obtenção da frequência natural média experimental de cada lamela.



Figura 3 – Frequência fundamental das lâminas, medida com Smartphone.

2.2.2 Método de Elementos Finitos

Empregando os dados dimensionais e as propriedades de densidade e Módulo de Elasticidade, todos obtidos experimentalmente, juntamente com a consideração da condição de suporte biapoiada admitida, as oito lamelas foram modeladas numericamente, aplicando-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), por intermédio da extensão *Mechanical APDL* do Software comercial ANSYS, versão 19.1, através da tratativa de elementos de barra com aplicação do elemento BEAM189, sendo o parâmetro de frequência fundamental dos referidos elementos, obtidas por uma análise de ordem modal.

2.2.3 Método analítico

A previsão analítica da frequência natural dos laminados em análise, em virtude da consideração de suporte biapoiadas e condição de flexão, fora dada pela proposição analítica da Teoria Clássica de Vigas para essas circunstâncias, conforme a Equação 3 (CLOUGH; PENZIEN, 2010; SORIANO, 2014), salientando-se que, para os parâmetros dimensionais e de densidade, foram admitidos os dados coletados experimentalmente.

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi} * \sqrt{\frac{E * I}{m * l^4}} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

- E – Módulo de elasticidade, em $(Kg * cm)/s^2$;
- I – Momento de inércia da seção do elemento estrutural, em cm^4 ;
- m – Massa do elemento estrutural, em Kg/cm ;
- l – Vão livre considerado, em centímetros.

2.3 Apresentação e análise dos resultados

Para as metodologias abordadas na seção acima, a Figura 4 apresenta os resultados obtidos acerca da frequência natural dos laminados de madeira, respectivamente para os métodos analítico, experimental e numérico, de forma a poder ser visualizado o comportamento dos mesmos.

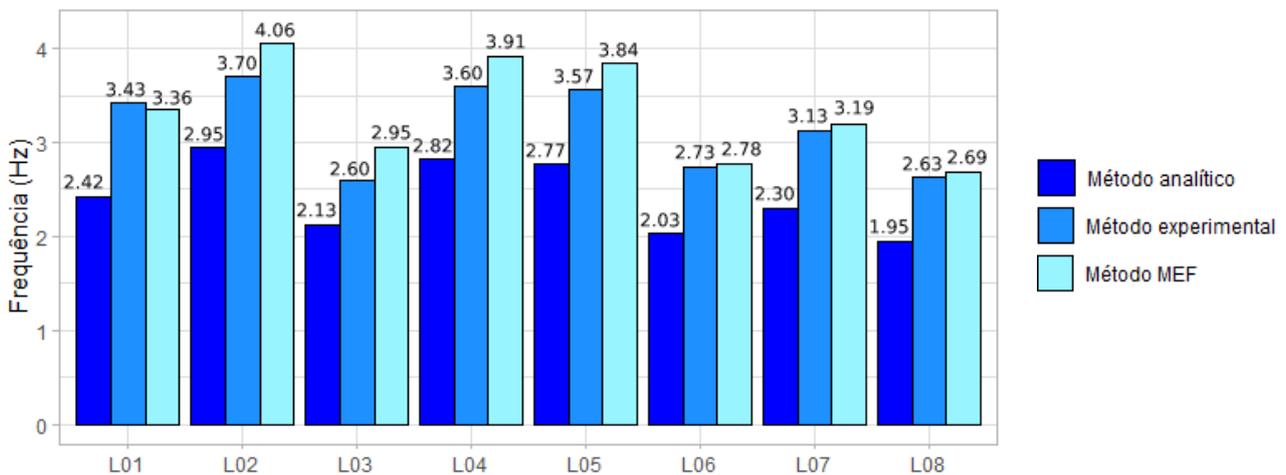


Figura 4 – Frequências naturais das lâminas de madeira.

Dado o principal objetivo da presente pesquisa, em aferir a aplicabilidade de dispositivos de Smartphones em medições de frequências fundamentais de elementos estruturais de madeira, para os dados compilados acima, uma análise de variância ANOVA associada à aplicação do Teste Tukey, fora desenvolvida, sendo os resultados apontados por essa análise, plotados pela Figura 5.

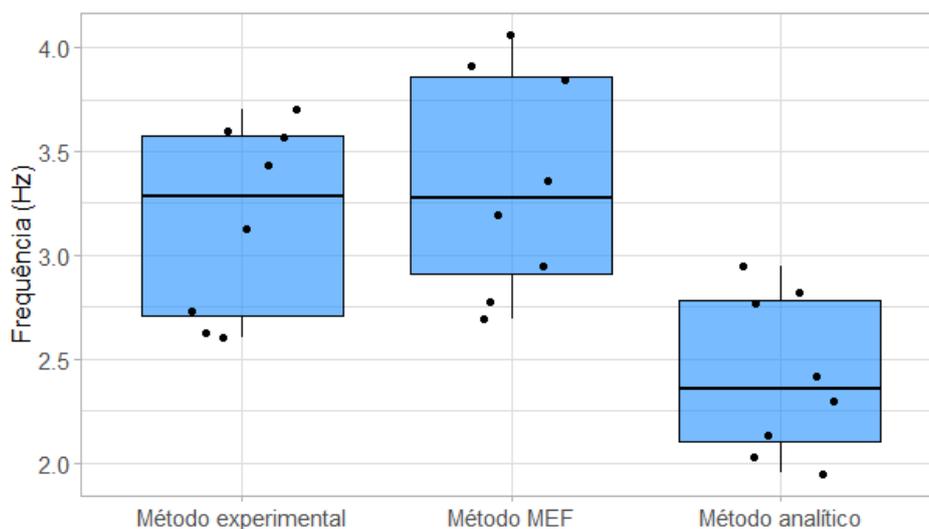


Figura 5 – Resultados da análise de variância.

A partir da representação gráfica ilustrada acima, constata-se a equivalência estatística entre o conjunto de dados obtidos por intermédio das medições de cunho experimental e modelagem numérica pelo Software ANSYS, versão 19.1, dado que em ambos cenários de medições, as médias representativas dos conjuntos de valores das frequências fundamentais, são respectivamente, 3.18 Hz e 3.35 Hz. Assim sendo, esse cenário específico ressalta os altos padrões de precisão e a efetividade dos dispositivos de Smartphones como instrumento de medição de sinais vibratórios, de forma a corroborar a aplicabilidade dos mesmos, posto que o Método dos Elementos Finitos, é amplamente reconhecido como a metodologia com maior representatividade da condição real dos elementos estruturais.

Ao passo que, o conjunto de dados analíticos é averiguado, denota-se que o mesmo não possui equivalência estatística para com os demais conjuntos de valores analisados, posto que sua média representativa de 2.42 Hz, é respectivamente, 23.90% e 27.76% inferior às médias dos conjuntos de valores experimental e numérico, comportando-se como uma metodologia de determinação da frequência natural, com baixo nível de precisão quanto ao real comportamento dinâmico dos elementos estruturais.

3. CONCLUSÕES

Acerca das medições utilizando de Smartphone munido de acelerômetro, pode-se afirmar que essa alternativa de medição, é apropriada e satisfatória para atender todos os procedimentos experimentais com determinação das frequências naturais dos elementos em análise, dada a alta equivalência dos conjuntos de dados registrados experimentalmente, pelo uso do Smartphone, e numericamente através do Método dos Elementos Finitos com emprego do Software ANSYS.

Assim sendo, leituras do parâmetro dinâmico da frequência fundamental com Smartphones, apresentam-se como uma alternativa de medição viável e econômica a serem implementadas, em virtude da facilidade de manuseio e operação dos dispositivos, leitura e interpretação instantânea do sinal vibratório e dos altos níveis de precisão atrelados aos resultados buscados.

4. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190/1997**: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1997.

CASAGRANDE *et al.* Analytical, numerical and experimental assessment of vibration performance in timber floors. **Engineering Structures**, v. 168, p. 748–758, 2018.

CHEN, J.; XU, R.; ZHANG, M. Acceleration response spectrum for predicting floor vibration due to occupants walking. **Engineering Structures**, v. 333, p. 3564–3579, 2014.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of structures**. 2ª ed. Berkeley: Computers and Structures Inc. 2010.

EBADI, M. M.; DOUDAK, G.; SMITH, I. **Dynamic characteristics of glulam beam and deck-element floors**. In: WORLD CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 14, 2016, Viena, *Anais...* Viena: WCTE, 2016.

HU, L. J.; CHUI, Y. H.; ONYSKO, D. M. Vibration serviceability of timber floors in residential construction. *Progress in Structural Engineering and Materials*, v. 3, n. 3, p. 228–237, 1 jul. 2001.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de madeira**. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2003.

RAMAGE, M. H. *et al.* The wood from the trees: The use of timber in construction. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 68, p. 333-359, 2017.

RIJAL, R. *et al.* Experimental and analytical study on dynamic performance of timber-concrete composite beams. **Construction and Building Materials**, v. 75, p. 46–53, 2016.

SORIANO, H. L. **Introdução à dinâmica das estruturas**. 1ª ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.

TOLEDO, M. W. E.; NALLIM, L. G.; SÁNCHEZ, E. D. Evaluación de las características dinámicas y serviciabilidad vibratoria de entresijos de madera. **Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural**, v. 15, n. 3, p. 27–47, 2018.

WECKENDORF, J. *et al.* Vibration serviceability performance of timber floors. **European Journal of Wood and Wood Products**, v. 74, n. 3, p. 353–367, 2016.

WOODARD, A. C.; MILNER, H. R. Sustainability of timber and wood in construction. In: KHATIB, J. M. (ed). **Sustainability of Construction Materials**. 2. ed. [s.l.]: Elsevier, 2016. cap. 7, p. 129–157.

ZMIJEWKI, T.; WOJTOWICZ-JANKOWSKA, D. Timber - Material of the Future - Examples of Small Wooden Architectural Structures. **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**. v. 245, n. 8, p. 1-9, 2017.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



DIRETRIZES PARA DETERMINAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO EM COBERTURAS DE QUATRO ÁGUAS

Katiane Aline dos Reis¹, Marinês Silvani Novello², Djalmo Dutra dos Santos Neto³

¹ Bacharela do Curso de Engenharia Civil da IMED – Faculdade Meridional

² Orientadora, Professora Me. Eng^a do Curso de Engenharia Civil da IMED – Faculdade Meridional

³ Acadêmico e bolsista de IC CNPq do Curso de Engenharia Civil da IMED – Faculdade Meridional

RESUMO:

Neste trabalho estão avaliados os coeficientes aerodinâmicos de forma externos obtidos através dos procedimentos de cálculo para coberturas em quatro águas, especificados pelas normativas internacionais: Eurocode:2010 e National Building Code of Canadá:2005, para servir como subsídio de projeto para ABNT NBR 6123:1998 – Forças devidas ao vento em edificações, uma vez que, a norma brasileira não possui especificações para esta configuração de telhado. Para tal, são comparadas as prescrições das normas para coberturas em quatro águas com os coeficientes de pressão externa globais para telhados de duas águas da normativa brasileira. Através destas, verificou-se altos níveis de disparidade dos coeficientes de pressão externa globais para o mesmo cálculo baseando-se nas normas de diferentes países, o que evidencia a necessidade de mais ensaios em túneis de vento bem como análises de outros estudos científicos para uso como premissas de projeto.

Palavras-chave: Coberturas em quatro águas, Coeficientes de pressão externa, Pressão Dinâmica, Ações do Vento.

INTRODUÇÃO:

Na engenharia civil há a necessidade analisar o comportamento dinâmico das estruturas. Nesse contexto, a aerodinâmica, analisa e caracteriza a interação do sistema estrutural com as massas de ar, quantificando as forças resultantes sobre as edificações, o que contribui na racionalização de materiais e em alternativas de obter uma estrutura esbelta, econômica e segura.

O comportamento do vento em edificações está descrito na ABNT NBR 6123:1998 – Forças devidas à ação do vento, a qual estabelece critérios para o dimensionamento destas forças para um pequeno contingente de geometrias de coberturas, que resulta na falta da apresentação de coeficientes de pressão externa para tipos usuais de construções, como no caso do telhado em quatro águas, aplicado a residências e indústrias.

Essa falta de parâmetros para quatro águas pode resultar em dimensionamentos imprecisos que, segundo Pitta (2014), o engenheiro brasileiro não está habituado a exigir ensaios específicos para casos que não estão amparados pela norma brasileira, cita-se ensaios em túneis de vento, de modo a oferecer segurança e economia na construção. O autor também relata que grande parte de acidentes devido à ação do vento estão suscetíveis a ocorrerem, principalmente, em pavilhões compostos por pórticos engastados na base e vigas de cobertura fixadas por tirantes, tanto em coberturas em arco como em duas águas.

O impacto destes acidentes ocasionados pela ação do vento é apresentado no noticiário, destaca-se o evento natural ocorrido em 2018 na microrregião de Passo Fundo que segundo Jornal Gaúcha ZH (2018), o vento além de atingir Coxilha, também assolou Água Santa, Ciríaco e Ronda Alta, arrancando telhados, retorcendo silos, devastando galpões. A propriedade que ficou no epicentro do evento climático, onde o vento devastou uma faixa de 700 metros de largura, ilustrada na Figura 1. Segundo meteorologistas, a estimativa é de que os ventos possam ter atingido a velocidade de 300km/h (UOL, 2018). Portanto, é uma realidade regional os desastres naturais ocasionados pela alta velocidade do vento e respectiva força.

Figura 1 - Propriedades atingidas às margens da RS-463.



Fonte: GAÚCHA ZH (2018)

Logo, em função dos fatos ocorridos, através deste trabalho são apresentados coeficientes de forma externos de projeto à NBR 6123:1998 para coberturas de quatro águas, baseado nos critérios das normas europeia EN-1191-1-4:2010 e canadense NBC do Canada:2005, uma vez que após a verificação de que coberturas em quatro águas

quando expostas a ventos de alta velocidade, resistiam sem danos, ao contrario das coberturas em duas águas, que eram excessivamente danificadas (BLESSMANN, 2009).

Para identificar as razões do porquê as coberturas em quatro águas possuírem maior resistência à ação do vento, Hessig; Meecham *apud* Blessmann (2009), realizaram estudos em túnel de vento analisando a diferença de dois tipos de telhado, com estrutura de madeira pré-fabricada, submetidos à diferentes danos. Em seu estudo, os autores concluíram que enquanto as coberturas, oitões, tesouras e telhas em quatro águas permaneceram intactas, todo o conjunto na cobertura em duas águas fora destruído (BLESSMANN, 2009).

MÉTODO:

Os cálculos dos coeficientes de pressão externa globais foram baseados nos procedimentos apresentados pela ABNT NBR 6123:1988 para coberturas em duas águas e pela EN-1991-1-4:2010 e NBC do Canada:2005 para coberturas em quatro águas. Uma vez que a norma brasileira não apresenta especificações para telhados em quatro águas, fez-se o comparativo com as normas internacionais para verificar se as especificações para coberturas em duas águas poderiam ser utilizadas também para as edificações em quatro águas.

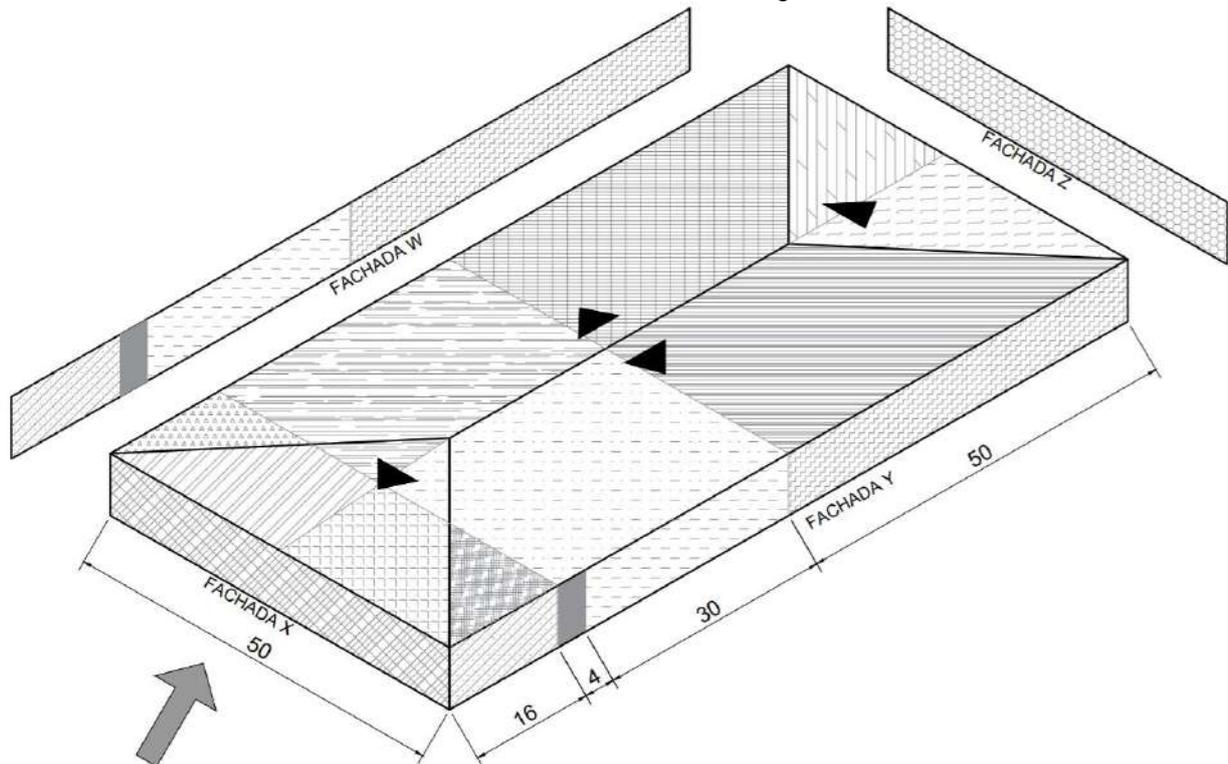
Para fins de cálculos, foi considerado um galpão com cobertura quatro águas de inclinação de 5° graus com dimensões de 50 metros de largura por 100 metros de comprimento, 8 metros de pé direito livre, totalizando 10 metros de altura total até a cumeeira. As dimensões do galpão foram adotadas iguais ao galpão considerado por Silvani (2005), porém de cobertura em quatro águas.

Aos parâmetros da edificação em estudo foram aplicados às especificações dos métodos de cálculos dos coeficientes de pressão externa globais propostos pelas normas ABNT NBR 6123:1988, EN-1991-1-4:2010 e NBC do Canada:2005 para os ângulos de incidência do vento de 0 (sendo a Fachada X a fachada a barlavento) e 90 graus (sendo a Fachada Y a barlavento), considerando ainda a edificação fechada em sua totalidade. Para o cálculo dos coeficientes de pressão externa da ABNT NBR 6123:1988 utilizou-se como parâmetro de entrada nas tabelas referentes aos coeficientes as relações $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ e $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$. Para determinação dos coeficientes de pressão externa pela EN-1991-1-4:2010 considerou-se $e < d$ e $\frac{h}{d} \leq 0,25$ e pela NBC do Canada:2005 adentrou-se na tabela considerando inclinação do telhado entre 0 e 5°.

RESULTADOS:

Nas Figuras 2 e 3 estão identificadas as zonas definidas pelos autores para comparação dos resultados dos coeficientes de pressão externa globais para paredes e coberturas utilizando os parâmetros de cálculo da EN-1991-1-4:2010 e NBC do Canada: 2005 para telhado em quatro águas e ABNT NBR 6123:1988 para duas águas. Os valores dos coeficientes encontram-se nas Tabelas 1 e 2, respectivamente.

Figura 2 – Edificação em estudo em modelo 3D com as zonas de identificação dos coeficientes de pressão externa com vento incidente a 0 graus.



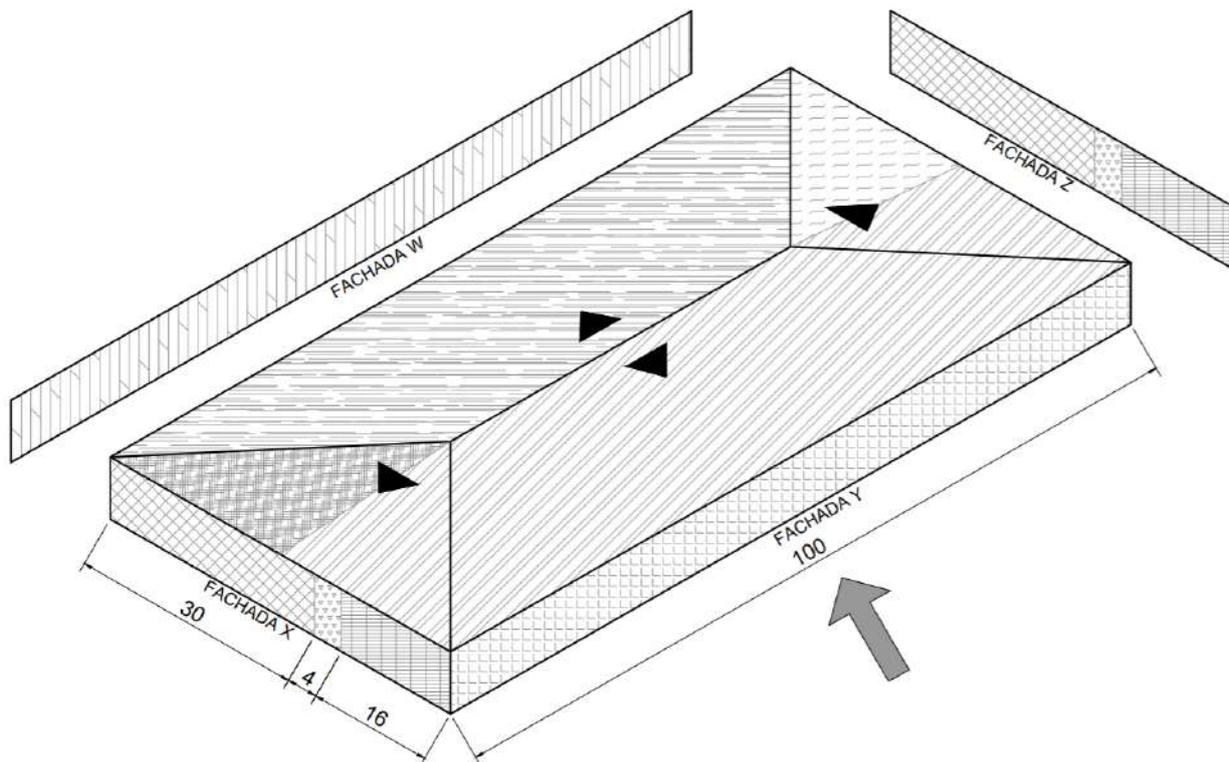
Fonte: Autores (2019)

Tabela 1 - Valores dos coeficientes de pressão externa com vento incidente a 0 graus.

0 GRAUS									
PAREDES					COBERTURA				
Nº	NORMA	NBR 6123:98	EN-1991-1-4	NBCC	Nº	NORMA	NBR 6123:98	EN-1991-1-4	NBCC
1		+0,7	+0,7	+0,75	1		-0,8	-0,6	-1,3
2		-0,3	-0,3	-0,55	2		-0,8	-0,6	-0,7
3		-0,8	-0,8	-0,85	3		-0,8	-0,4	-1,3
4		-0,4	-0,8	-0,85	4		-0,8	-0,4	-0,7
5		-0,4	-0,5	-0,85	5		-0,4	-0,4	-1,3
6		-0,2	-0,5	-0,85	6		-0,4	-0,4	-0,7
					7		-0,2	-0,4	-1,3
					8		-0,2	-0,4	-0,7
					9		-0,2	-0,3	-1,3
					10		-0,2	-0,3	-0,7

Fonte: Autores (2019).

Figura 3 - Edificação em estudo em modelo 3D com as zonas de identificação dos coeficientes de pressão externa com vento incidente a 90 graus.



Fonte: Autores (2019).

Tabela 2 - Valores dos coeficientes de pressão externa com vento incidente a 90 graus.

90 GRAUS									
PAREDES					COBERTURA				
Nº	NORMA	NBR 6123:98	EN-1991-1-4	NBCC	Nº	NORMA	NBR 6123:98	EN-1991-1-4	NBCC
1		+0,75	+0,7	+0,7	1		-0,9	-0,6	-1,3
2		-0,5	-0,3	-0,55	2		-0,4	-0,6	-0,7
3		-0,9	-0,8	-	3		-0,4	-0,3	-0,7
4		-0,5	-0,8	-	4		-0,4	-0,6	-0,7
5		-0,5	-0,5	-					

Fonte: Autores (2019).

Verificou-se que quando o vento incide a um ângulo de 0° na Fachada X da edificação, a ABNT NBR 6123:1988 apresenta coeficientes de pressão externa globais inferiores ao da NBC do Canada: 2005, em relação às fachadas e coberturas. No entanto, quando comparada à EN-1991-1-4:2010, a ABNT NBR 6123:1988 apresentou coeficientes inferiores ao da norma europeia nas zonas 4, 5 e 6. O mesmo ocorreu nas zonas 7 a 10 da cobertura. Todavia, nas zonas 1 a 5 da cobertura a norma brasileira apresentou resultados superiores ao da EN-1991-1-4:2010.

As variações, sendo o vento a 0 graus, da ABNT NBR 6123:1988 em relação ao padrão canadense para as paredes foram de 6% (zona 3) a 76% (zona 6), enquanto que para a cobertura as variações foram de -13% (zona 2) a 550% (zonas 7 e 9). Em relação ao padrão europeu, as diferenças para as paredes se deram de 20% (zona 5) a 60% (zona 6) e para a cobertura de -50% (zonas 3 e 4) a 100% (zonas 7 e 8).

Para o caso de incidência do vento a um ângulo de 90° na Fachada Y, identificou-se que a NBC do Canada:2005 não apresenta coeficientes de pressão externa globais para as fachadas X e Z o que é característico do método envelope. Nas zonas restantes, a norma brasileira mostrou-se inferior a norma canadense, exceto na zona 1. Na comparação da ABNT NBR 6123:1988, a norma europeia apresentou, de maneira geral, coeficientes menores em relação ao padrão brasileiro.

As variações percentuais, considerando o vento a 90 graus, a norma brasileira em relação a NBC do Canada:2005 para as paredes, foram de -7% (zona 1) a 9% (zona 2) e para a cobertura, de 44% (zona 1) a 75% (zonas 2 a 4). Em relação a EN-1991-1-4:2010, as variações foram de -7% (zona 1) a -67% (zona 2) nas paredes e de -33% (zona 1) a 50% (zonas 2 e 4) na cobertura.

Os ensaios de Blessmann (2009) apontaram a diminuição das forças mais desfavoráveis do vento, quando se muda de um telhado de duas águas para quatro águas. Ainda segundo o autor, os coeficientes de pressão externas de um formato de cobertura para outro não apresentou grandes variações, porém, em quatro águas há uma diminuição significativa nas pontas de sucção.

CONSIDERAÇÕES FINAIS:

Diante desta comparação, pode-se observar que as especificações apresentadas pela norma brasileira (coberturas em duas águas), se utilizadas para dimensionamento de coberturas em quatro águas, pode repercutir em ações do vento com níveis de disparidade elevados, podendo subdimensionar ou superestimar a estrutura de uma construção com essa configuração. Nesse sentido, pode inviabilizar um projeto ou ocasionar acidentes graves atingindo usuários e seu patrimônio.

Pode-se verificar através dos resultados deste trabalho, os níveis de disparidade dos coeficientes de pressão externa globais para o mesmo cálculo baseando-se nas normas de diferentes países. Sendo assim, não há como julgar a autenticidade dos coeficientes, uma vez que os coeficientes são resultantes de uma série de cálculos e especificações apontadas pelas normas de forma individual, o que pode ter como consequência variações consideráveis nos valores finais.

Dessa forma, sugere-se a realização de ensaios em túnel de vento de modelo reduzido de uma edificação com cobertura em quatro águas, afim de obter resultados fidedignos acerca dos coeficientes de pressão externa, além da realização de análise de outros estudos científicos para uso como premissas de projeto.

AGRADECIMENTOS:

Agradecemos ao apoio do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq através do Programa Institucional de Bolsas de Iniciação em Desenvolvimento Tecnológico e Inovação (PIBITI).

REFERÊNCIAS:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. ABNT, 1988, 66 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 1**: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions. Brussel: EUROCODE, 2010. 149 p.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA. ASSOCIATE COMMITTEE ON THE NATIONAL BUILDING CODE. **National building code of Canada**. Associate Committee on the National Building Code, National Research Council, 2005.

BLESSMANN, Joaquim. **Ação do vento em telhados**. 2. ed. Porto Alegre: UFRGS, 2009. 368 p.: il.; 16 x 23cm.

GAÚCHAZH. **Uma visita ao epicentro da destruição causada pela tempestade em Coxilha**. 2018. Disponível em: <<https://gauchazh.clicrbs.com.br/geral/noticia/2018/06/uma-visita-ao-epicentro-da-destruicao-causada-pela-tempestade-em-coxilha-cjidbwffq0csv01paomd6tiif.html>>. Acesso em: 13 de agosto de 2018.

PITTA, José Alfredo Azzi. **Acidentes em edificações devido à ação do vento**. São Carlos: EdUFSCar, 2014. 39 p. (Série Apontamentos)

SILVANI, Marinês. **Subsídios para o projeto da ventilação natural em pavilhões industriais**. 2005. 122 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo - RS, 2005.

UOL. **Tornado passa pelo RS, deixa 2 mortos e causa destruição em dezenas de municípios**. 2018. Disponível em: <<https://noticias.uol.com.br/cotidiano/ultimas-noticias/2018/06/12/tornado-passa-pelo-rs-deixa-2-mortos-e-causa-destruicao-em-dezenas-de-municipios.htm>>. Acesso em: 15 de julho de 2019.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



ANÁLISE DA ESTRUTURA DE UM CHASSI ATRAVÉS DO SOFTWARE ANSYS - WORKBENCH

Daniela Roehrig¹, Vinnícius Portela², Raquel Nailê Brinkhus³, Nilo Alberto Scheidmandel⁴

¹ Acadêmica do Curso de Engenharia Civil – Universidade de Passo Fundo

² Acadêmico do Curso de Engenharia Civil - Universidade de Passo Fundo

³ Orientadora, Professora do Curso de Engenharia Civil - Universidade de Passo Fundo

⁴ Orientador, Professor do Curso de Engenharia de Produção - Universidade de Passo Fundo

RESUMO: O chassi de um veículo é uma parte fundamental para o seu bom desempenho, o seu estudo e análise podem propiciar a otimização de toda a estrutura do veículo, acarretando na diminuição do seu peso, e conseqüentemente, maximizando o seu desempenho. O presente trabalho tem como objetivo a análise do chassi de um veículo por meio do Software ANSYS – Workbench, que será utilizado para o desafio Eco Marathon. A estrutura foi testada em seu estado estático com os diversos casos de carregamentos, como ações devido ao peso próprio, motorista, equipamentos, e outras cargas exigidas pelo próprio edital do desafio. Por fim, observou-se algumas mudanças que poderiam ser realizadas para a otimização das peças, a fim de obter a melhor estrutura possível.

INTRODUÇÃO:

No estudo de um veículo nota-se que para um bom funcionamento e desempenho, depende-se de muitas variáveis, e uma das mais importantes é o chassi. Segundo Biswal *et al.* (2017) este é responsável por receber diretamente ou indiretamente as cargas e distribuí-las aos seus apoios, e por conseqüência, sofrendo tensões e deformações.

Estudos mostram que a redução de pesos excessivos do veículo pode incrementar a eficiência do mesmo de 8 a 10 por cento, conforme Razak, Hasim e Ngatiman (2017).

Desta forma o chassi deve ser o mais robusto possível, para resistir às tensões e deformações, porém deve também conter a menor quantidade possível de material, minimizando o uso da sua energia e maximizando a sua autonomia, conforme Tsirogiannis (2018).

O objetivo do trabalho é o estudo e análise de um chassi, visando testar a estrutura para as diferentes cargas que irá receber (peso próprio, piloto, cargas devido ao transporte e equipamentos). A estrutura deve resistir aos carregamentos para poder participar de desafio Eco-Marathon, realizado pela empresa Shell, e para um bom desempenho, deve ser o mais leve possível.

DESENVOLVIMENTO:

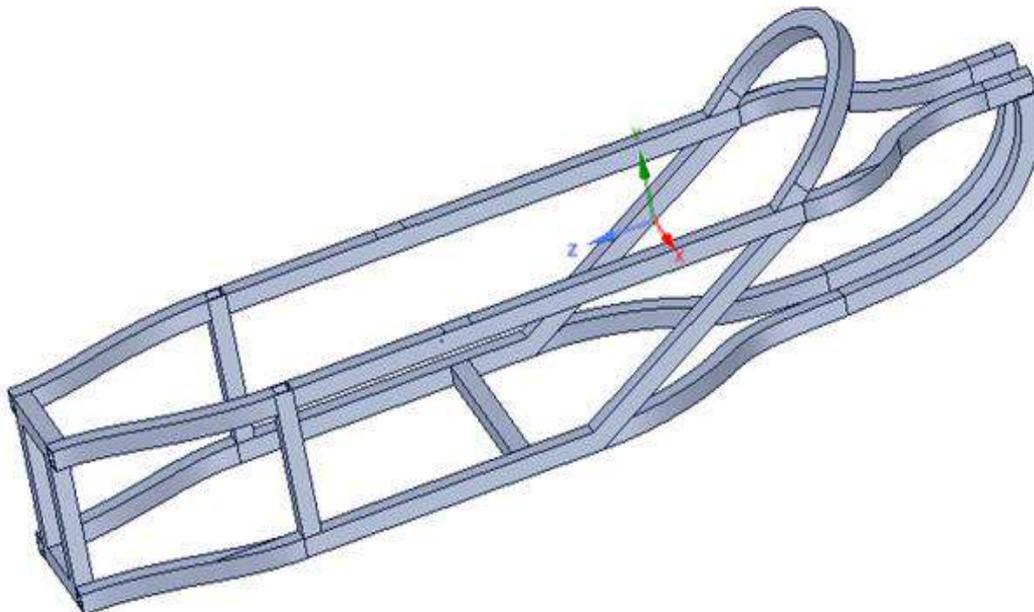
A fim de realizar a análise e otimização da estrutura, o chassi do veículo deve ser analisado quanto às tensões e deformações resultantes das cargas que este deve suportar.

Existem diversos softwares para a modelagem do problema, neste trabalho escolheu utilizar-se o software Solidworks pela facilidade em inserir a complexa geometria do problema.

A análise foi desenvolvida no software ANSYS, versão 19.1 e na plataforma Workbench, utilizando a análise do tipo “Static Structural”, no qual é possível analisar estruturas tridimensionais com carregamentos estáticos. O software possui grande potencial em analisar estruturas não só estáticas, mas também dinâmicas, conforme Vinod (2017) e Hiremath (2016).

A primeira etapa do estudo consistiu no entendimento de como a plataforma Workbench realiza a análise da estrutura. Desta forma, foi possível verificar as modificações necessárias ao desenho mecânico real do chassi, para o modelo estrutural representativo que deve ser exportado para o software, a fim de que a análise seja coerente com a realidade do problema. A Figura 01 apresenta o modelo estrutural do chassi analisado, que é composto de tubos de 4 milímetros de espessura.

Figura 01- Chassi analisado



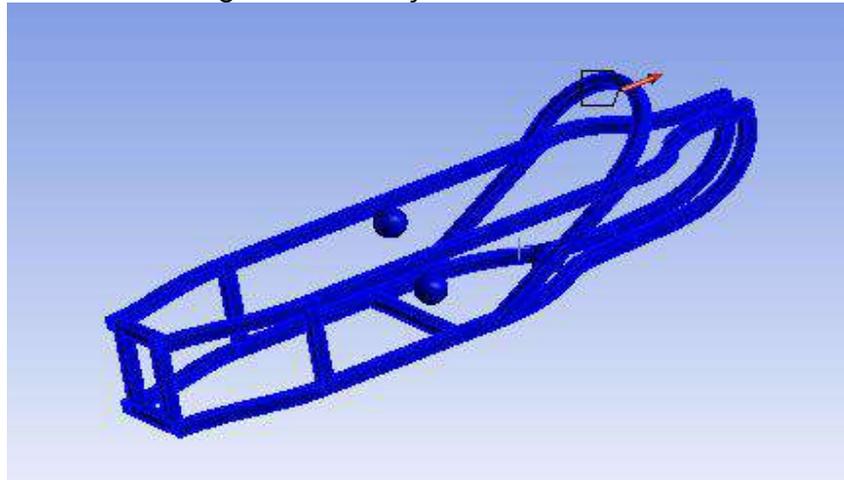
Fonte: Ansys 19.1

O material adotado para a estrutura é o alumínio, com as seguintes características: tensão de escoamento de 280 MPa, tensão limite de 310 MPa, módulo de elasticidade de 71 GPa e coeficiente de Poisson 0,33. O material foi escolhido conforme disponibilidade e custos. Os elementos do ANSYS utilizados na modelagem do problema foram o SOLID186 e SOLID187, e o tamanho da malha foi de até 50 milímetros.

Para a composição das cargas presentes no chassi, considerou-se os seguintes pesos estimados: o peso próprio total da estrutura (35Kg), o peso do piloto (70Kg) e o peso da bateria (16Kg). Além destes carregamentos, o edital solicitava a verificação da estrutura quanto a uma força de 700 N, que representa um dos testes a ser realizado no dia da competição. Essa mesma força foi analisada de duas diferentes formas, primeiramente atuando na direção horizontal (Figura 02) e em também, na direção vertical (Figura 03).

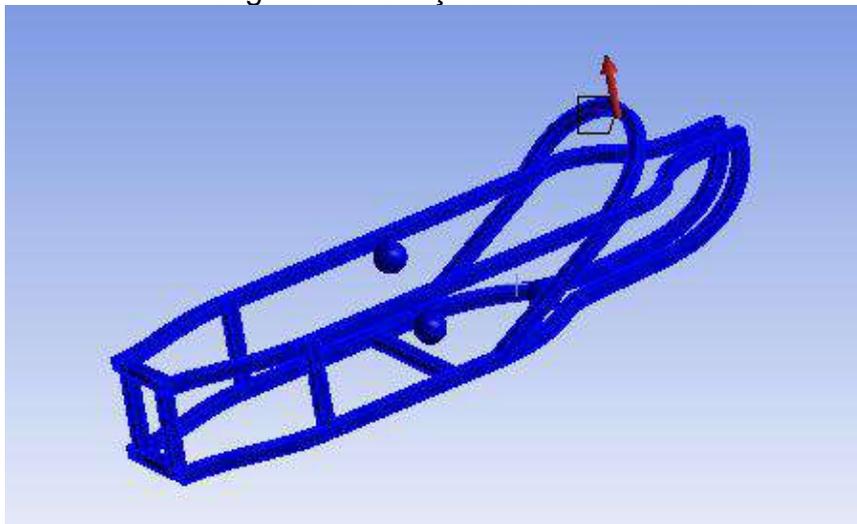
Os carregamentos citados foram aplicados a partir dos seus centros de gravidade, nos locais os quais os mesmos iriam ser distribuídos na estrutura. Na figura 04 pode ser verificado estes centros de gravidades: ponto A representando o peso do piloto, ponto B representando o peso da estrutura e ponto C representando o peso da bateria. Também pode ser verificado, na cor vermelha os locais de distribuição destas cargas.

Figura 02 - Força de 700N na horizontal



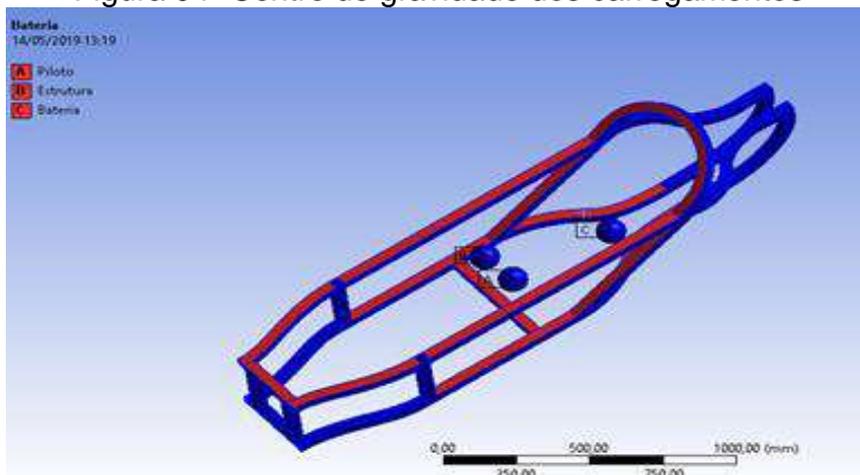
Fonte: Ansys 19.1

Figura 03 - Força de 700N na vertical



Fonte: Ansys 19.1

Figura 04- Centro de gravidade dos carregamentos



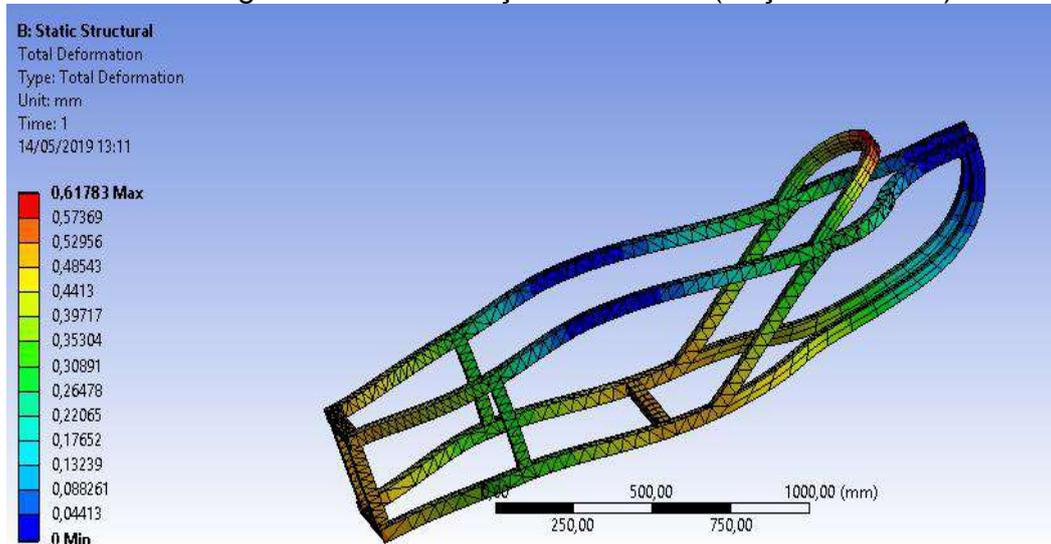
Fonte: Ansys 19.1

Para a análise do problema proposto, deve-se verificar a condição de resistência da estrutura com relação às tensões e deformações máximas. Nos resultados que serão apresentados na sequência buscou-se obter estes valores críticos, e para isto, foi utilizado

as tensões de von Mises, conforme Ge (2017) e Mohamad (2017) para as tensões atuantes máximas e o vetores de deformações totais para as deformações máximas.

A primeira análise realizada levou em consideração os carregamentos mostrados na Figura 04 e a força de 700N na direção horizontal. Os resultados para as deformações máximas podem ser visualizados na Figura 05, e ocorrem na parte dianteira do chassi, no local de concentração de carga do piloto e no local de aplicação da carga de 700 N, sendo o maior valor encontrado de 0,61783 mm.

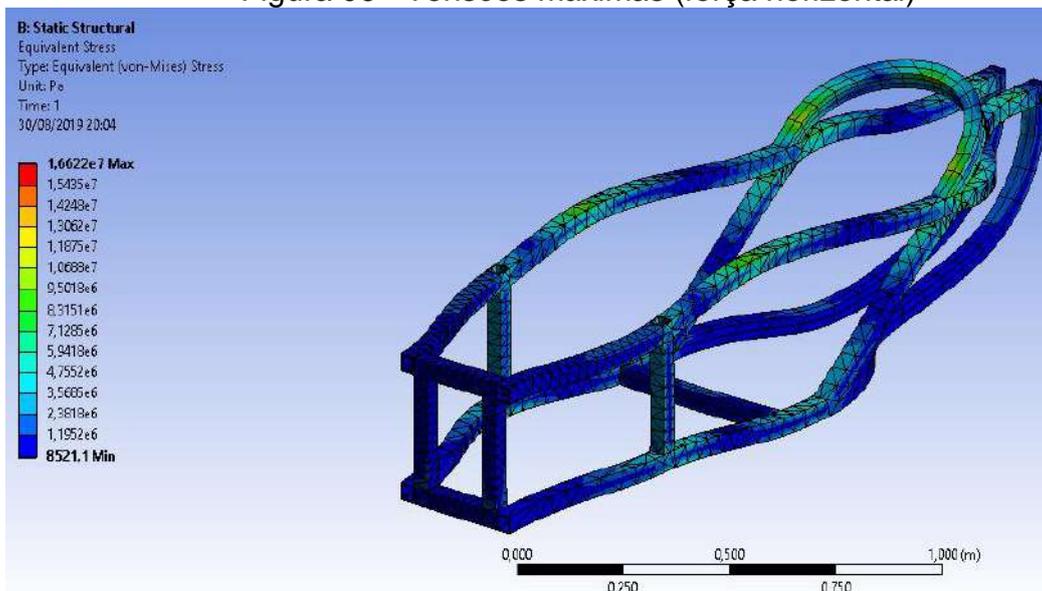
Figura 05 - Deformações máximas (força horizontal)



Fonte: Ansys 19.1

A Figura 06 apresenta as tensões máximas encontradas, que são no apoio superior central (apoio sobre o eixo do veículo) e no local de aplicação da carga horizontal de 700 N. O maior valor de tensão encontrada foi de 16,622 MPa.

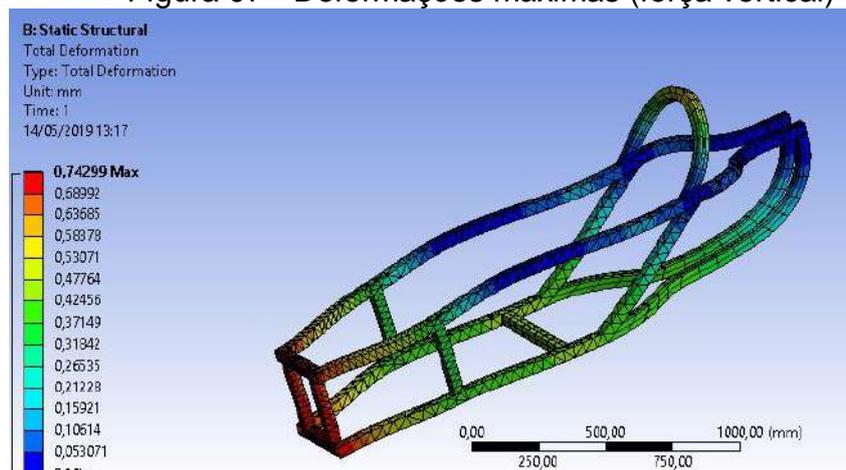
Figura 06 - Tensões máximas (força horizontal)



Fonte: Ansys 19.1

A segunda análise considerou os carregamentos aplicados da Figura 04 e a força de 700N na direção vertical. Para esta análise, verificou-se um aumento na deformação, principalmente na parte dianteira do chassi, e o valor máximo de deformação encontrado foi de 0,74299 mm.

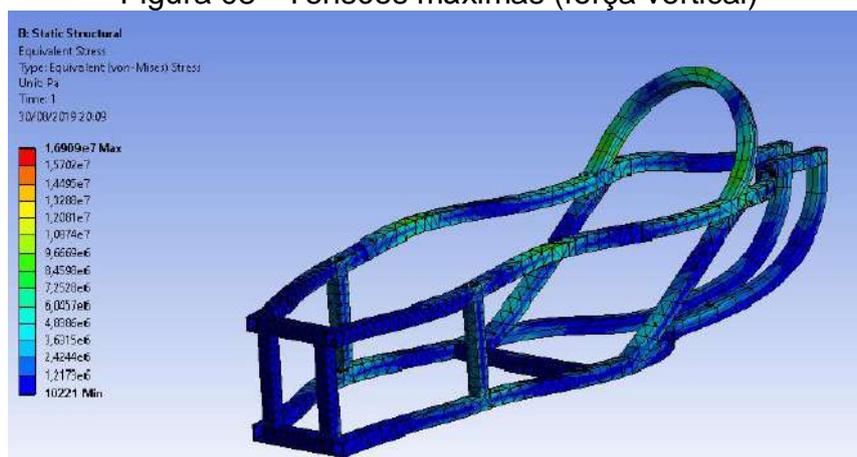
Figura 07 - Deformações máximas (força vertical)



Fonte: Ansys 19.1

A Figura 08 apresenta as tensões máximas encontradas, que são no apoio superior central (apoio sobre o eixo do veículo) e no local de aplicação da carga vertical de 700 N. O maior valor encontrado para as tensões foi de 16,909 MPa.

Figura 08 - Tensões máximas (força vertical)



Fonte: Ansys 19.1

A partir dos resultados encontrados nas duas análises, percebe-se que a segunda análise resultou em valores de tensões e deformações críticos, principalmente na deformação dianteira do chassi.

As tensões encontradas foram bem inferiores a resistência da estrutura, demonstrando a capacidade da mesma em resistir às cargas aplicadas, e a possibilidade da mesma ser otimizada. O edital não traz nenhuma exigência para as deformações máximas, e também não foram encontradas normas nacionais que regulamentam estes limites em veículos, desta forma, os critérios para determinar a deformação máxima foram estipulados a fim de não prejudicar os elementos não estruturais. As configurações deformadas da estrutura foram apresentadas para os membros do projeto Shell (equipe de fabricação do veículo), e os mesmos estipularam que a deformação não deveria passar de 1 milímetro para não afetar na trabalhabilidade entre os materiais. Os valores máximos encontrados foram na parte dianteira do veículo e ficaram dentro dos limites estipulados, neste local também houve uma preocupação extra já que a estrutura deformada poderia ficar muito próxima ao solo.

A estrutura analisada pode ser reconfigurada na busca de sua otimização. Como o problema crítico foi a deformação na parte dianteira, pode-se adicionar mais barras ligando

as laterais da estrutura para um melhor travamento da mesma, conforme Tsirogiannis. Com esta nova configuração, a espessura e/ou as dimensões da seção transversal podem diminuir, a fim de diminuir o peso da mesma. Outra reconfiguração da estrutura pode ser feita concentrada na parte dianteira, colocando-se barras treliçadas ou utilizando a seção de forma curva.

Dando a continuidade no trabalho, objetiva-se ainda estudar os impactos das modificações apresentadas.

CONCLUSÕES:

Os resultados observados nas análises realizadas apresentam valores de tensões máximas abaixo do limite da resistência do material, dessa forma, mostrando a capacidade da estrutura em resistir os esforços solicitados.

Entretanto as deformações máximas se apresentaram próximas aos limites estabelecidos, não prejudicando os elementos não estruturais e não se aproximando muito ao solo.

Para diminuir a deformação da estrutura, uma das soluções seria posicionar barras de travamento para o reforço no vão da estrutura, e também a troca de formato da parte dianteira, em vez de ter formato retangular apresentada nesta análise, a sua modificação para um formato triangular.

Como as tensões encontradas foram pequenas, poderia ser utilizado uma estrutura de barras de menor espessura e/ou seção transversal, desta forma, diminuindo o peso da mesma. Porém este tipo de estrutura poderia trazer deformações maiores do que as encontradas, e como as deformações foram o problema decisivo para este problema, necessita-se realizar novas análises para estas modificações propostas.

A partir das conclusões obtidas, a continuação deste estudo se faz necessária. Para trabalhos futuros, espera-se analisar a estrutura com uma nova forma, com mais barras de travamento e de menores espessuras/seção transversal. Após completada a análise estática do problema, também deseja-se realizar o estudo com cargas dinâmicas, visto que esta análise também é de suma importância em qualquer veículo, e sua otimização também acarreta em uma maior eficiência de todo o sistema.

REFERÊNCIAS:

BISWAL, V.; et al. Complete analysis of chassis design of automobile vehicle using finite element method. **International Research Journal of Engineering and Technology**. v. 04, p. 446-451, mar./2017.

GE, D.; ZHU, L.; XUAN, D.; Topology Optimization in Electric Car Body Frame Based on Optistruct. **MATEC Web of Conferences**. v.100, 2017.

HIREMATH, S.; et al. Modal Analysis of two wheeler chassis. **International Journal of engineering sciences & research technology**. 5(7), July, 2016.

MOHAMAD, M. L.; et al. Design and static structural analysis of a race car chassis for Formula Society of Automotive Engineers (FSAE) event. **Journal of Physics: Conference Series**. v. 908, 2017.

RAZAK, M. S. bin A.; HASIM, M. H. bin; NGATIMAN N. A. bin. Design of Electric Vehicle Racing Car Chassis using Topology Optimization Method. **MATEC Web of Conferences**. v. 97, 2017.

TSIROGIANNIS, E. C.; et al. Lightweight Design and Welding Manufacturing of a Hydrogen Fuel Cell Powered Car's Chassis. **Challenges**. 9(1), 25, 2018.

VINOD, A.; et al. Finite elemento modal analysis of composite heavy vehicle chassis using ANSYS. **Rasayan Journal of Chemistry**. v.10, n. 2, p. 513-521, abr./jun. 2017.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



AVALIAÇÃO DE MECANISMOS PARA FORMULAÇÃO DE VIGAS EM ELEMENTOS FINITOS

Ândrey T. Santini ¹, Dr. Fernando Busato Ramires ², Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia ²

¹Mestrando do PPGEng – Universidade de Passo Fundo

²Professor Doutor no PPGEng – Universidade de Passo Fundo

RESUMO: Este artigo objetiva investigar uma modelagem com o auxílio de um software de elementos finitos para obter resultados fieis à uma solução analítica. Para tal, realiza-se uma programação em um editor de textos para posteriormente processá-la no Software ANSYS Mechanical APDL. Analisa-se a escolha do elemento, dimensão de malha, geometria de malha, singularidades de tensão e, condições de contorno. Os resultados finais demonstram que o elemento linear triangular constante se mostra inviável para este tipo de análise. Elementos quadráticos obtém resultados amplamente satisfatórios, prevalecendo a exatidão de elementos quadriláteros. Utilizar vínculos rígidos torna-se uma alternativa para eliminar singularidades, simplificando a modelagem e aperfeiçoando a matriz de rigidez da estrutura. Contudo, a análise linear forneceu resultados condizentes ao modelo, mas recomenda-se em estruturas de grande deformação o uso de análise não linear, verificando alteração da rigidez e surgimento de forças de apoio não registradas no modelo linear.

Palavras-chave: Método de elementos finitos. MEF. ANSYS Mechanical APDL. Vigas.

INTRODUÇÃO:

Para o desenvolvimento dos cálculos de uma estrutura não se condiciona o sucesso apenas ao conhecimento matemático, mas à capacidade do projetista entender a natureza física do problema, como estabelece Alves Filho (2013). Fish e Belytschko (2009) definem o MEF como dividir o corpo infinito em finitos corpos chamados de elementos, conectados por nós e a este chama-se malha de elementos finitos. Os atuais softwares possibilitam analisar o comportamento de qualquer sistema regido por equações, inicia Soriano (2009). Discretizar uma estrutura conduz a uma análise em equações matemáticas, onde os resultados devem expressar o mesmo comportamento da estrutura, acrescentam Soriano e Lima (2006). Este artigo objetiva investigar uma modelagem com o auxílio de um software de elementos finitos para obter resultados fieis à uma solução analítica. O artigo justifica-se pela necessidade do projetista formular rotinas numéricas eficientes para o estudo de estruturas. A organização deste estudo inicia com a formulação de uma viga unidimensional, aperfeiçoando-a para elementos bidimensionais e por fim, tridimensionais. Realizam-se abordagens metodológicas, apresenta-se diversos resultados e finalmente, efetua-se a conclusão.

DESENVOLVIMENTO:

Portando noções da teoria da elasticidade linear na particularização da mecânica dos sólidos deformáveis é possível deduzir formulações analíticas e aplicá-las a estruturas. Calibrando-se uma formulação numérica é possível obter resultados idênticos entre a formulação analítica e numérica, núcleo deste estudo.

O membro estrutural analisado é ilustrado na Figura 1, trata-se de uma viga com módulo de elasticidade longitudinal de 2.8×10^{10} N/m² e coeficiente de Poisson de 0.2.



Figura 1: Membro estudado.

Utilizou-se um editor de texto em linguagem própria do Software ANSYS Mechanical APDL versão 18.1, da empresa ANSYS Inc. and ANSYS Europe, Ltda. A escolha em trabalhar com um editor de texto motiva-se pelo maior controle das propriedades atribuídas ao método numérico.

Os elementos utilizados são: unidimensional BEAM188, bidimensional PLANE182 linear quadrilátero e triangular, bidimensional PLANE183 quadrático quadrilátero e triangular, SOLID185 linear hexaédrico e por fim, SOLID186 quadrático hexaédrico. As dimensões de malha utilizadas são: “h/2”, “h/4”, “h/8”, “h/16”, “h/32”, e “h/64”.

A convergência do deslocamento máximo ($v_{m\acute{a}x}$) e tensão normal na direção “x” ($\sigma_{x, \max}$) é realizada para identificar a influência do elemento e dimensão de malha. Reitera-se o comportamento da tensão dentro de cada elemento. Além das dimensões de malha, é avaliada a influência de sua geometria com a criação de uma malha distorcida forçada, para resultados de convergência do deslocamento máximo ($v_{m\acute{a}x}$) e tensão normal na direção “x” ($\sigma_{x, \max}$). A Influência da posição de aplicação da carga nodal é avaliada com a aplicação pontual nos nós do modelo. Este procedimento visa identificar pontos de singularidade onde tensões tendem ao infinito e testar os mecanismos: carga equivalente de trabalho, elementos de vínculo rígido e seleção de elementos vizinhos. Finalmente, condições geométricas de contorno com aplicações de restrições à deslocamentos são realizadas para avaliar o comportamento global da viga.

Para analisar o deslocamento em função do elemento e dimensões de malha, a Figura 2 apresenta o gráfico de convergência do deslocamento máximo ($v_{m\acute{a}x}$) para os elementos estudados.

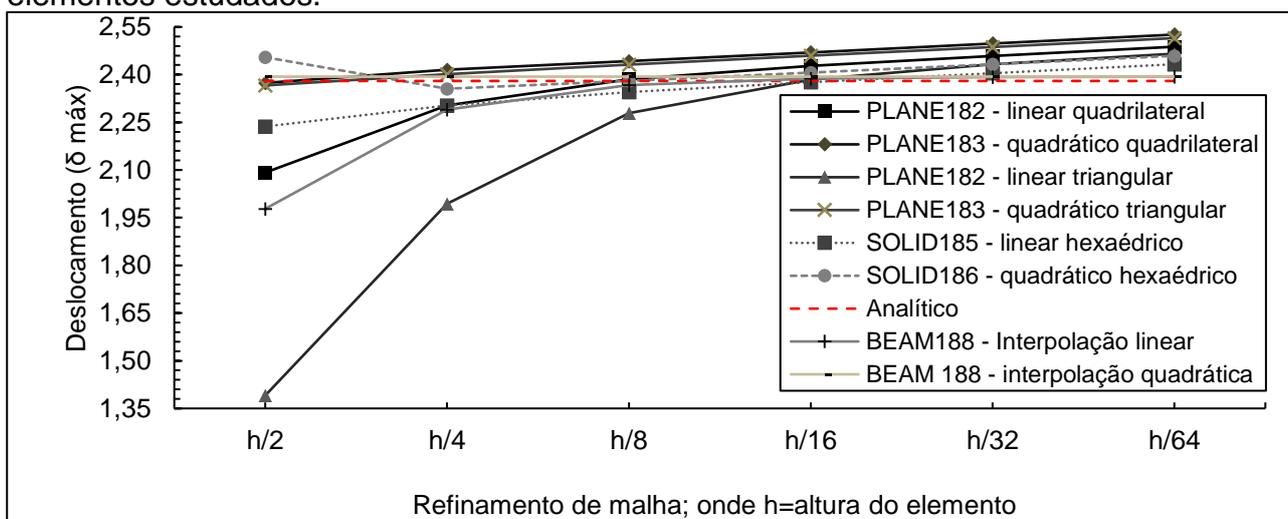


Figura 2: Gráfico de convergência do deslocamento máximo ($v_{m\acute{a}x, \text{MEF}} / v_{m\acute{a}x, \text{ANALÍTICO}}$).

Para analisar a tensão em função do elemento e dimensões de malha, a Figura 3 apresenta o gráfico de convergência da tensão normal na direção “x” ($\sigma_{x, \max}$) para os elementos estudados.

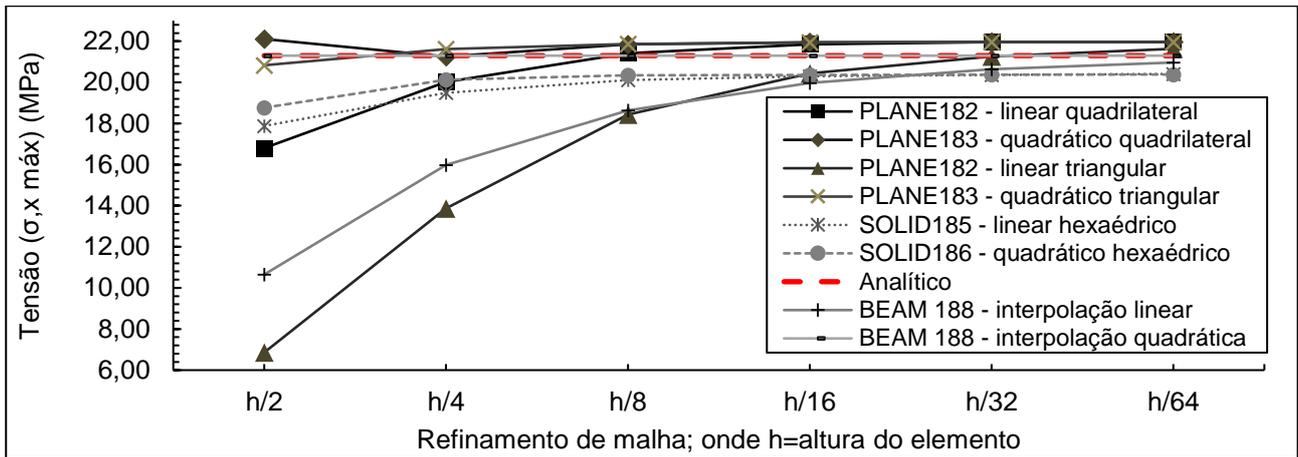
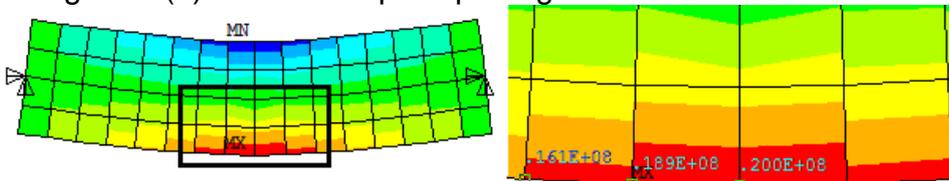


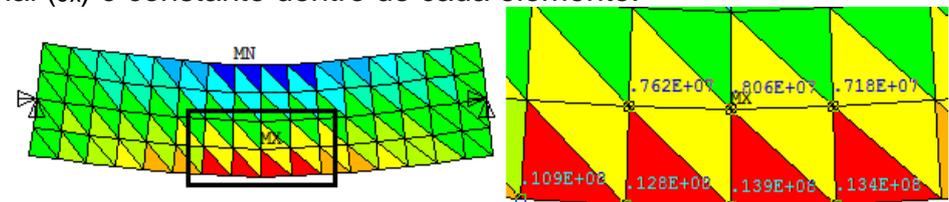
Figura 3: Gráfico de convergência da tensão normal na direção "x" (σ_x máx, MEF/ σ_x máx, ANALÍTICO).

Para analisar a tensão dentro de cada elemento, as Figura 4, Figura 5, Figura 6 e Figura 7 são ilustradas a seguir. Portanto o elemento PLANE182 linear quadrilateral em uma malha de dimensão máxima h/4, a Figura 4 (a) ilustra-se a tensão normal (σ_x) calculada. Na Figura 4 (b) ilustra-se a principal região de interesse.



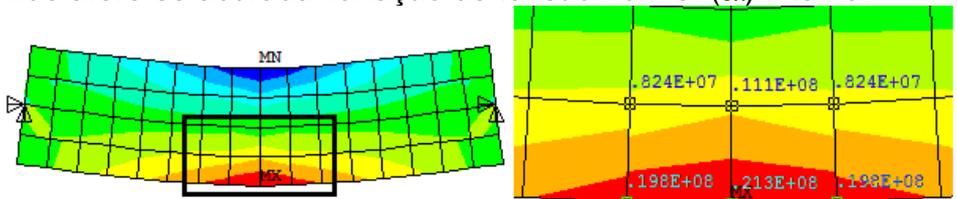
(a) Tensão normal (σ_x) calculada. (b) Tensão normal (σ_x) individual.
Figura 4: Tensão normal (σ_x) em N/m² para o elemento PLANE182 linear quadrilateral.

Contendo o elemento PLANE182 linear triangular, a Figura 5 (a) ilustra a tensão normal (σ_x) calculada. Na Figura 5 (b) ilustra-se a principal região de interesse, onde a tensão normal (σ_x) é constante dentro de cada elemento.



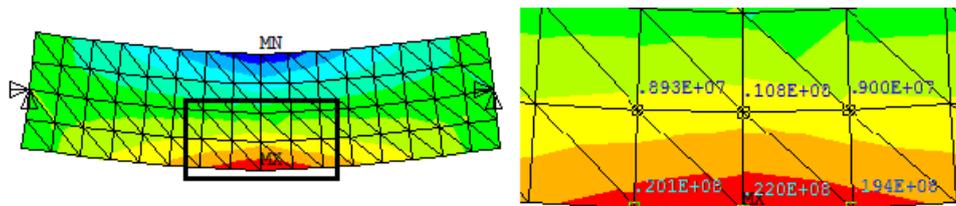
(a) Tensão normal (σ_x) calculada. (b) Tensão normal (σ_x) individual.
Figura 5: Tensão normal (σ_x) em N/m² para o elemento PLANE182 linear triangular.

Agora, portando o elemento PLANE183 quadrático quadrilateral, a Figura 6 (a) ilustra a tensão normal (σ_x) calculada. Na Figura 6 (b) ilustra-se a principal região de interesse, onde afere-se acurada variação de tensão normal (σ_x) interna.



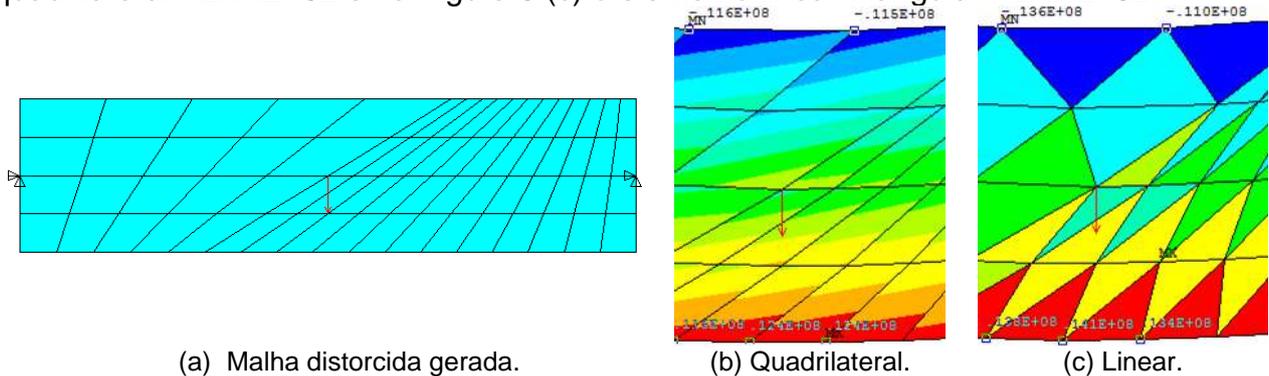
(a) Tensão normal (σ_x) calculada. (b) Tensão normal (σ_x) dentro de cada elemento.
Figura 6: Tensão normal (σ_x) em N/m² para o elemento PLANE183 quadrático quadrilateral.

Igualmente com a tensão normal (σ_x) em N/m² esmiuçada, o elemento PLANE183 quadrático triangular é ilustrado na Figura 7.



(a) Tensão normal (σ_x) calculada. (b) Tensão normal (σ_x) individual.
 Figura 7: Tensão normal (σ_x) em N/m² para o elemento PLANE183 quadrático triangular.

Para analisar a influência da geometria de malha, a Figura 8 ilustra a malha de dimensões $h/4$. Na Figura 8 (a) a malha distorcida gerada, na Figura 8 (b) o elemento linear quadrilateral PLANE182 e na Figura 8 (c) o elemento linear triangular PLANE182.



(a) Malha distorcida gerada. (b) Quadrilateral. (c) Linear.
 Figura 8: Malha distorcida forçada.

A Figura 9, apresenta a comparação entre a malha regular e a malha distorcida para a convergência do deslocamento máximo (v_{\max}) em função do refino da malha.

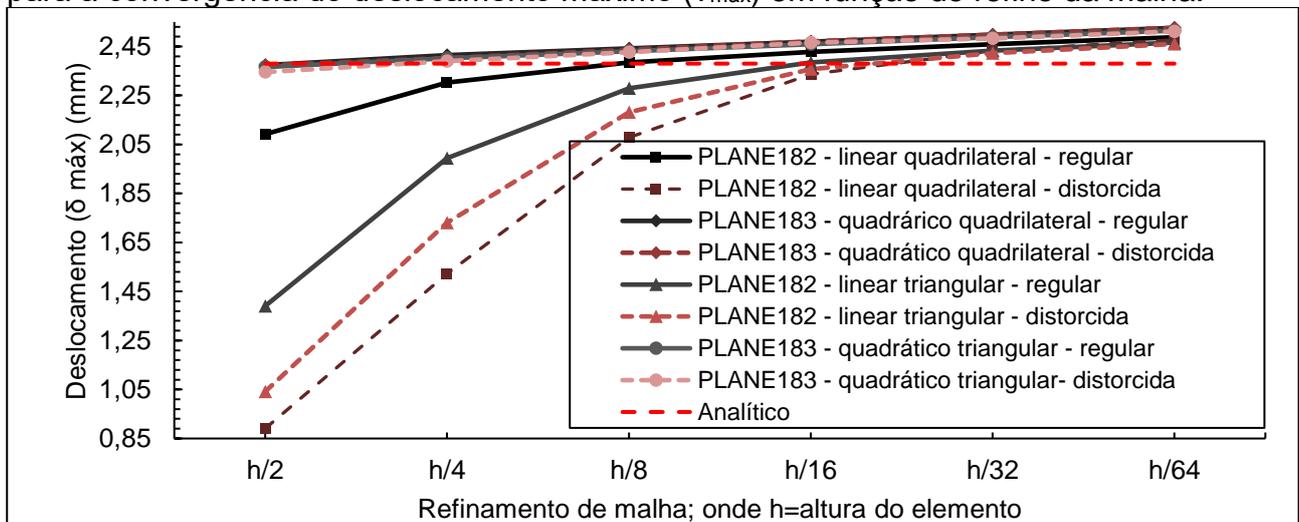


Figura 9: Comparação do deslocamento máximo (v_{\max}).

A Tabela 1, apresenta a comparação entre a malha regular e a malha distorcida para a convergência da tensão normal na direção “x” ($\sigma_{x, \max}$).

Elemento:	PLANE182		PLANE183		PLANE182		PLANE183	
Malha:	Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
	σ_x [MPa]							
h/2:	16,8049	6,8884	22,1086	20,0331	6,8583	3,9090	20,8323	19,5393
h/4:	20,0161	12,4220	21,2556	21,6885	13,8733	11,2652	21,6220	21,5452
h/8:	21,4119	18,0748	21,8481	21,8974	18,4271	16,9548	21,8628	21,7531
h/16:	21,8469	20,9709	21,9463	21,9691	20,4400	19,9728	21,9391	21,9429
h/32:	21,9551	21,8286	21,9609	21,9640	21,2665	21,1420	21,9597	21,9565
h/64:	21,9621	22,0114	21,9654	21,9636	21,6338	21,6030	21,9653	21,9632

onde h=altura total da viga;

Tabela 1: Comparação de tensão normal ($\sigma_{x, \max}$), com malha regular e malha distorcida.

Para identificar a influência da posição de aplicação da carga nodal, a Figura 10 demonstra a tensão de Von Mises conforme a posição de aplicação da carga. A malha tem dimensão $h/8$ e o elemento é o PLANE182 linear quadrilateral.

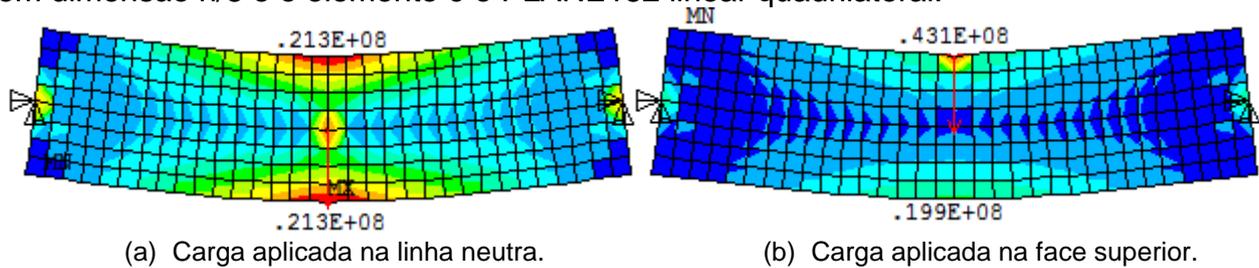


Figura 10: Tensão de Von Mises em N/m^2 conforme posição da carga aplicada.

Visto isso, para analisar singularidades de tensão, a Figura 11 apresenta a evolução da singularidade de tensão no ponto de aplicação conforme o refinamento da malha. Considera-se a aplicação da carga nodal na face superior da viga em um único nó do elemento SOLID185 linear hexaédrico.

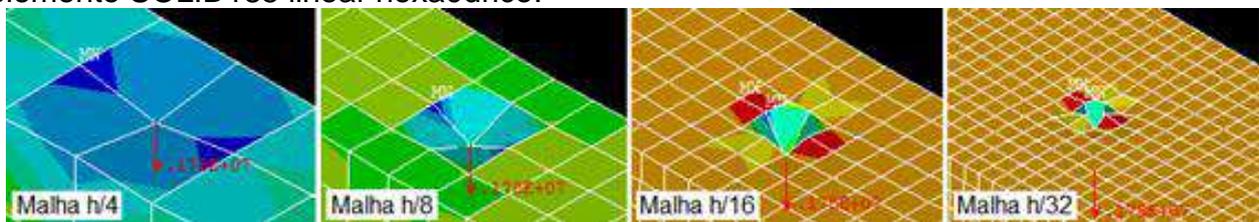


Figura 11: Descontinuidade de tensões ($\sigma_{x, \max}$) para carga nodal aplicada em um único nó.

O conceito da “carga equivalente” de trabalho é aplicado com a decomposição de forças em função da área concernente de cada nó do mesmo elemento SOLID185 linear hexaédrico, a Figura 12 apresenta a evolução da descontinuidade de tensão.

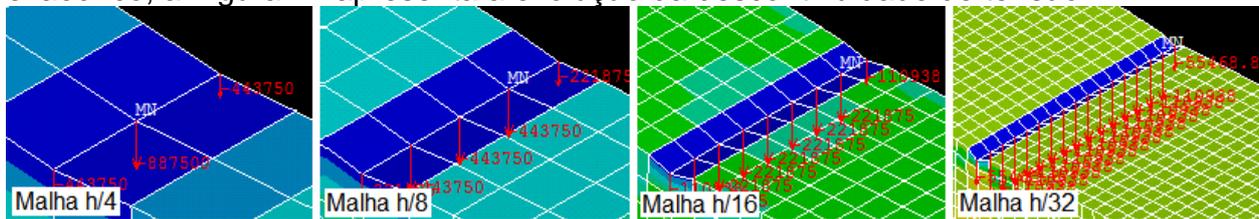


Figura 12: Descontinuidade de tensões ($\sigma_{x, \max}$) na carga equivalente de trabalho.

A Figura 13 demonstra a distribuição de tensões considerando a aplicação da carga nodal através do conceito da criação de um elemento de “Vínculo rígido”, reduzindo descontinuidades de tensão.

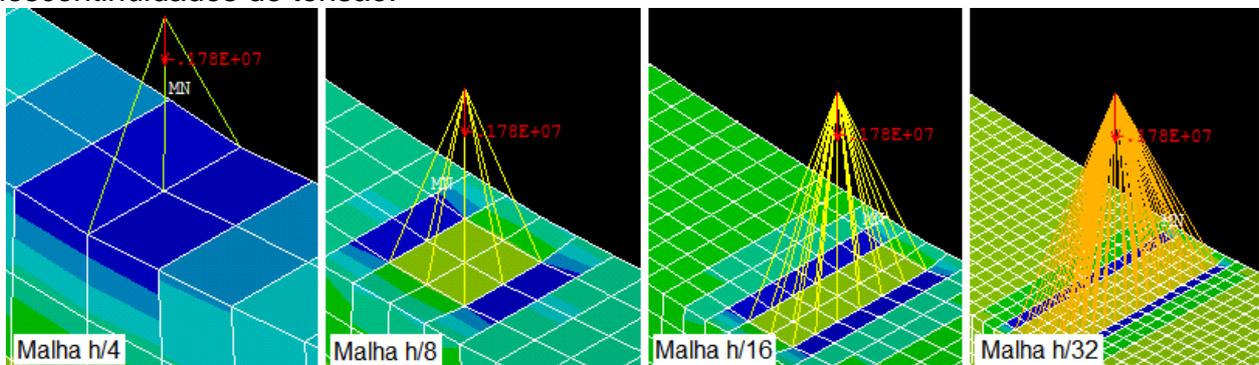


Figura 13: Descontinuidade de tensões ($\sigma_{x, \max}$) com aplicação do elemento de vínculo rígido.

A Tabela 2, apresenta o gráfico de tensão normal na direção “x” ($\sigma_{x, \max}$) obtida com o elementos SOLID185 linear hexaédrico e SOLID186 quadrático hexaédrico, quantificando a variação de tensões em função do modelo de carregamento e refinamento da malha.

Malha	Carga equivalente		Vínculo rígido		Nó vizinho		Sem tratamento	
	Solid 185	Solid 186	Solid 185	Solid 186	Solid 185	Solid 186	Solid 185	Solid 186
σ_x [MPa] [h/2]	17,88	18,77	17,92	19,37	17,88	18,77	18,24	23,84
[%]:	8,99%	7,26%	8,48%	3,50%	8,84%	5,96%	33,53%	29,15%
σ_x [MPa] [h/4]	19,49	20,13	19,44	20,05	19,46	19,89	24,36	30,78
[%]:	3,17%	1,10%	2,23%	0,12%	2,99%	1,97%	35,98%	45,13%
σ_x [MPa] [h/8]	20,11	20,35	19,87	20,07	20,05	20,28	33,13	44,68
[%]:	0,97%	0,08%	0,12%	0,12%	0,96%	0,12%	49,70%	62,12%
σ_x [MPa] [h/16]	20,30	20,37	19,89	20,09	20,24	20,30	49,59	72,43
[%]:	0,27%	0,04%	0,12%	-0,13%	0,28%	0,05%	65,90%	76,62%
σ_x [MPa] [h/32]	20,36	20,38	19,92	20,07	20,29	20,31	82,27	127,93

Tabela 2: Comparação de tensão normal em "x" ($\sigma_{x, \max}$) em função do modelo.

A Figura 14, apresenta o gráfico de convergência da tensão normal na direção "x" ($\sigma_{x, \max}$) para os elementos SOLID185 linear hexaédrico e SOLID186 quadrático hexaédrico para avaliação dos tratamentos aplicados.

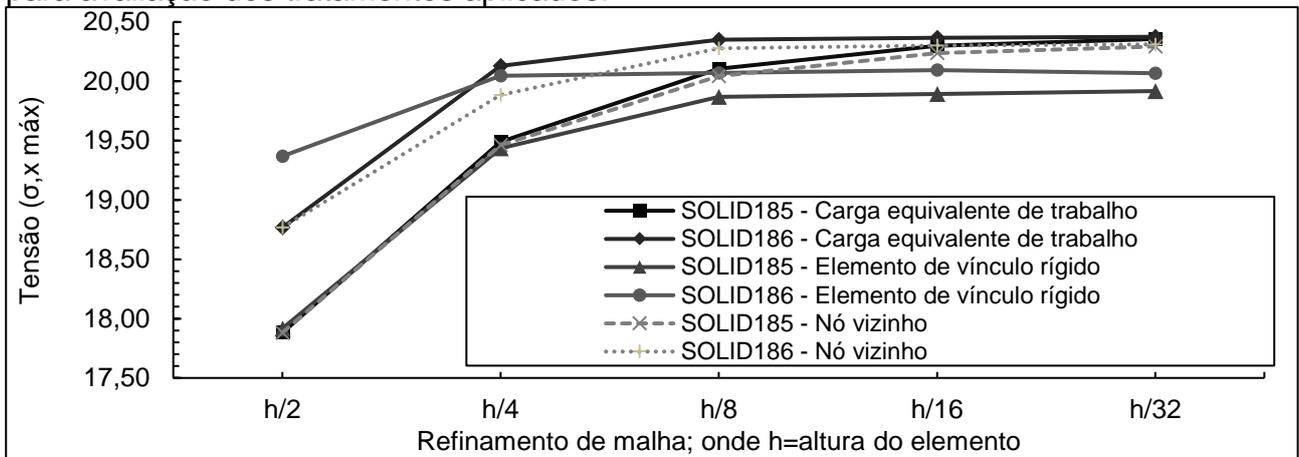
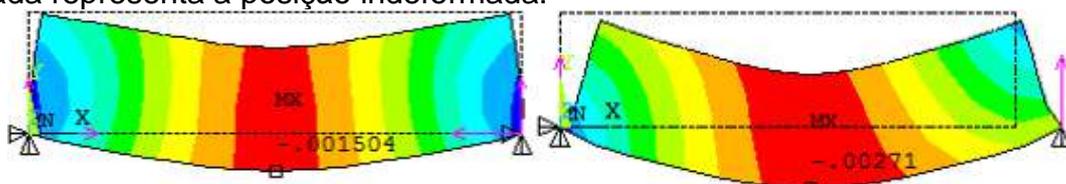


Figura 14: Comparação de tensão normal em "x" ($\sigma_{x, \max}$) em função do modelo.

Para analisar a influência da configuração de restrição a deslocamento, a Figura 15 demonstra a soma vetorial de deslocamento perante a aplicação de restrições na face inferior da viga. A carga nodal é aplicada na linha neutra da viga. O elemento adotado é o PLANE182 linear quadrilateral. Há uma majoração gráfica de 200 vezes, onde a linha pontilhada representa a posição indeformada.

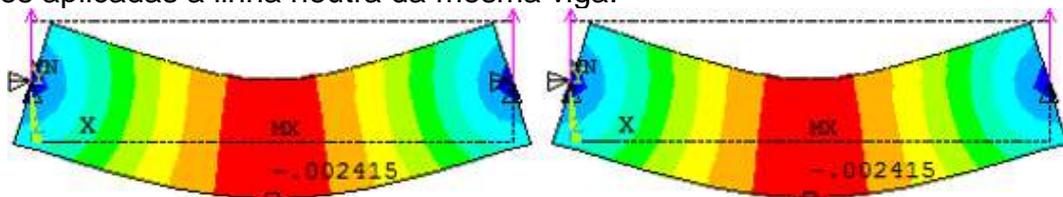


(a) Restrição em "x" e "y" nos dois apoios da viga.

(b) Restrição em "x" e "y" em apenas um dos apoios da viga.

Figura 15: Restrições aplicadas na face inferior da viga.

A Figura 16 apresenta a soma vetorial de deslocamento perante carga nodal e restrições aplicadas a linha neutra da mesma viga.



(a) Restrição em "x" e "y" nos dois apoios da viga.

(b) Restrição em "x" e "y" em apenas um dos apoios da viga.

Figura 16: Restrições aplicadas na linha neutra da viga.

Através do gráfico de convergência do deslocamento máximo disposto na Figura 2, percebe-se que discretizando uma viga em apenas dois nós obtém-se um comportamento que não representa a flexão, evitando-se a rotação da seção e conseqüentemente menores deslocamentos são obtidos. Sem demora, elementos que possuem interpolação quadrática apresentam rápida convergência. Elementos quadráticos com malha de dimensão máxima $h/2$ foram capazes de igualar o deslocamento analítico, contrariamente, elementos lineares tardaram o resultado. O campo de tensões da Figura 3 exprime o mesmo comportamento encontrado para os deslocamentos, visto que, os deslocamentos são variáveis primárias que definem os valores das variáveis secundárias, as tensões. As tensões são funções de derivadas dos deslocamentos.

O sistema global de elementos bidimensionais é análogo aos elementos unidimensionais, adicionando que cada elemento possui mais de dois pontos nodais. O elemento PLANE182 linear quadrilateral ilustrado na Figura 4 (a) apresenta bom desempenho para o membro estudado. Observa-se na Figura 4 (b), camadas de tensões impostas por graus de liberdade internos que reconhecem o cisalhamento na ocorrência de flexão. A malha com elementos PLANE182 linear triangular ilustrado na Figura 5 (a) caracteriza sua simplicidade na elasticidade bidimensional, apresentando tensões lineares dentro de seu campo. Como ilustrado na Figura 5 (b), no ponto nodal de interesse é realizada a média dos dois valores de tensão. Assemelha-se a uma malha mais rígida, necessitando de maior refinamento para obter uma precisão adequada. Acrescendo o nó intermediário ao elemento PLANE182 linear elimina-se a linearidade de resultados nas arestas do elemento, tornando-o no elemento PLANE183 quadrático. Para o elemento quadrilateral, 4 nós são adicionados e consecutivamente 8 graus de liberdade para cada elemento que compõe a malha. Para o elemento triangular, 3 nós são adicionados e consecutivamente 9 graus de liberdade.

Ao analisar a malha distorcida indicada na Figura 8 identifica-se a contrariedade geométrica provida pela inexistência de refinamentos de malha em regiões de interesse. Verifica-se um enrijecimento errôneo de tensões internas dos elementos que compõem a malha, indicando direções de tensões contrárias a realidade. O comportamento causado pela distorção reflete os resultados do gráfico de convergência para deslocamento disposto na Figura 9, onde curvas com elementos lineares exigem um demasiado refinamento comparado a malhas regulares de mesma dimensão máxima. Dados de tensão dispostos na Tabela 1 são similares ao descrito anteriormente.

A Figura 10 (a) indica distribuição de tensões de forma igualitária na face superior e face inferior da viga, seguindo a formulação analítica. Na Figura 10 (b), destaca-se a diferença de tensões na face superior e face inferior. Diferentemente das regiões concentradoras de tensão como cantos reentrantes e modificações súbitas de dimensões. Assim, criaram-se tensões infinitas em pontos como ilustrou-se na Figura 11. À medida que a malha é refinada cresce a tensão no ponto, todavia, os nós vizinhos apresentam tensão constante. A Figura 12 provida da multiplicação da força pela superfície de influência levando em conta o trabalho equivalente das forças aplicadas em pontos perimetrais foi analisada e a variação de tensão disposta na Tabela 2 conforme o refino de malha é insignificante. A carga nodal aplicada em forma de vínculo rígido ilustrada na Figura 13, evitou a aplicação de carga nodal em nós fora do vértice do elemento, discretizando a carga nodal com mesmo critério da região de influência.

Os resultados da Tabela 2 destacam o campo de tensões uniforme com variações inferiores a 0,15%, também perceptível na comparação entre tratamentos da Figura 14. A validação da proposta indica a vantagem em utilizar vínculos rígidos. Além disso, quando os nós do modelo estão referidos em um plano que possui um nó com presença de singularidade, torna-se hábil retirar este ponto do plano presente.

A variação da vinculação de apoio em um modelo foi representada na Figura 15 e Figura 16, as condições de contorno arbitradas tiveram influência no campo de

deslocamento nodal do respectivo modelo. Tais informes explicitam a necessidade em conhecer o comportamento dominante dos apoios da estrutura real.

CONCLUSÕES

Este artigo desenvolveu um estudo para calibração de métodos numéricos para representar o comportamento real de uma estrutura.

Como conclusão geral, constatou-se que em vigas, elementos com interpolação linear necessitam de nós intermediários para descrever a flexão, formulações com elementos de barra ou sólidos 2D podem substituir modelos complexos simplificando a análise, interpretação e validação. Malhas distorcidas reduzem a precisão dos resultados, afetando significativamente o campo de tensões em regiões com elevada variação de tensão, por tal, o mesmo esforço computacional é realizado e os resultados são piores. O elemento linear triangular constante se mostra inviável para este tipo de análise, ao ponto que, elementos quadráticos obtêm resultados amplamente satisfatórios, prevalecendo a exatidão de elementos quadriláteros. Aplicar força em um único ponto nodal não representa o comportamento real de uma estrutura gerando singularidades de tensão, como alternativa, pode ser realizado: seleção de pontos vizinhos, trabalho equivalente de forças e, elemento de vínculo rígido, isto posto, este último demonstrou-se como uma alternativa eficaz, simplificando a modelagem e aperfeiçoando a matriz de rigidez da estrutura.

Contudo, a análise estática linear realizada apresentou resultados suficientes ao modelo estudado, tratam-se de pequenos deslocamentos e portanto, não há variação na rigidez do membro estrutural. Recomenda-se para estruturas com grande deformação o uso de análise não linear, verificando alteração da rigidez e surgimento de forças de apoio não registradas no modelo linear.

REFERÊNCIAS:

ALVES FILHO, Avelino. **Elementos finitos: A base da tecnologia CAE**. 6. ed. São Paulo: Érica, 2013. 298 p.

ANSYS. **User's Manual: Mechanical APDL Documentation**. ANSYS APDL v. 16.2. ANSYS Inc. and ANSYS Europe Ltd, 2018.

FISH, Jacob; BELYTCHKO, Ted. **Um primeiro curso em elementos finitos**. São Paulo: Ltc, 2009. 256 p.

SORIANO, Humberto Lima. **Elementos Finitos: Formulação e aplicação na estática e dinâmica das estruturas**. Rio de Janeiro: Ciência Moderna Ltda, 2009. 392 p.

SORIANO, Humberto Lima; LIMA, Silvio de Souza. **Análise de estruturas: Método das forças e métodos dos deslocamentos**. 2. ed. Rio de Janeiro: Ciência Moderna Ltda, 2006. 306 p.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL DE PERFIS TUBULARES DE AÇO UTILIZANDO A FERRAMENTA SOLVER

Angelica Gasparetto¹, Pollyanna Fernandes Bianchi², Moacir Kripka³

¹ Mestranda do Programa de Pós Graduação de Engenharia Civil e Ambiental – UPF/RS

² Mestranda do Programa de Pós Graduação de Engenharia Civil e Ambiental – UPF/RS

³ Orientador, Professor do Programa de Pós Graduação de Engenharia Civil e Ambiental – UPF/RS

RESUMO

Para o dimensionamento de um projeto estrutural convencional, o engenheiro calcula através de um processo de tentativa e erro, considerando sua experiência e ferramentas computacionais como auxílio. Esse processo nem sempre garante a escolha da opção de perfil mais econômica, visto que existem inúmeras soluções para uma mesma condição. As técnicas de otimização possuem basicamente esta função, de comparar e encontrar dentre um campo de soluções possíveis, se não a melhor solução, a solução mais próxima da ótima. O principal objetivo deste artigo é desenvolver um processo de otimização de pilares formados por perfis tubulares de aço carbono submetidos a compressão simples, através da determinação da espessura e diâmetro ótimos para cada caso, para a minimização do peso do perfil. Para isso, foi utilizada a ferramenta Solver do Microsoft Office Excel, o qual determina a dimensão ótima do perfil que conduza ao menor peso e consequente custo do pilar, levando em consideração todas as prescrições e recomendações da ABNT NBR 8.800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas e concreto de edifícios. A partir de exemplos, variando a carga e a altura dos pilares, buscou-se estimar a economia de peso em relação aos perfis tubulares comerciais existentes.

Palavras-chaves: Otimização Estrutural. Minimização de Custo. Perfis Tubulares. Pilares. Solver.

1. INTRODUÇÃO

Quando se trata de dimensionamento estrutural, o engenheiro calculista deve apresentar um certo domínio de software e, o mais importante, das restrições de cálculo impostas pelas normas de dimensionamento. O projeto estrutural desempenha um papel importante no processo de projeto e, segundo Jin et. al. (2017), geralmente envolve algumas ações de criatividade e análise, nas quais estão incluídos vários processos repetitivos em que tentativas e erros entre premissas em cada estágio são feitos para a seleção das soluções finais. No dimensionamento de pilares metálicos, muitas vezes são utilizados perfis já conhecidos pela prática de profissionais, ou pela disponibilidade comercial dos mesmos. Mas isto nem sempre resulta no perfil com menor peso de aço e consequentemente menor custo.

Muitas vezes, o profissional acaba por utilizar sua experiência e intuição para obter a configuração e as dimensões dos elementos que melhor atendem aos aspectos de segurança e funcionalidade, porém, nem sempre são encontradas as dimensões mais

econômicas para certa solicitação, devido ao grande número de soluções possíveis para um determinado problema, pois trata-se de um processo de tentativa e erro. Além disso, os profissionais ficam limitados a utilizar perfis pré-fabricados disponíveis por empresas fornecedoras, o que pode ocasionar um superdimensionamento de perfis. O uso de técnicas de otimização pode resolver parcialmente esse tipo de situação.

Existem atualmente diversas ferramentas de análise e dimensionamento de estruturas, mas não é comum a incorporação de módulos de otimização matemática para que essas ferramentas possam analisar e dimensionar uma estrutura de forma otimizada.

Conforme D'Amico e Pomponi (2018), a explicação geralmente utilizada para justificar o uso excessivo de material estrutural é a necessidade de minimizar o número total de seção de perfis e maximizar a repetição de membros do mesmo tamanho. Ainda, sugerem que há duas maneiras para ajudar na racionalização de um projeto, sendo elas o aumento do tempo que os engenheiros se dedicam aos projetos, e o aumento do uso de software de otimização dentro da prática de projeto estrutural. A utilização de técnicas de otimização no dimensionamento das estruturas tem se mostrado uma ferramenta importantíssima para tornar as empresas mais competitivas no mercado globalizado, visto que a necessidade de diminuir os custos das construções é cada vez maior.

Este trabalho apresenta a minimização do peso de perfis tubulares de aço, submetidos à esforços de compressão. Para atingir este objetivo, foi desenvolvida uma planilha com as restrições de dimensionamento dos perfis considerando as prescrições da norma ABNT NBR 8800:2008. As dimensões das seções, diâmetro e espessura, foram primeiramente tomadas como variáveis de projeto, e com o auxílio da ferramenta Solver do Microsoft Office Excel, foram obtidas as melhores soluções para o problema. Posteriormente, as espessuras obtidas com os resultados depois da otimização, foram adaptadas às espessuras de chapas comerciais disponíveis no mercado, e somente o diâmetro foi tomado como variável.

2. REVISÃO DA LITERATURA

A otimização de elementos estruturais está cada vez mais presente e necessária no campo de trabalho da engenharia estrutural, uma vez que se pode chegar à ótima ou quase ótima solução para um determinado problema, garantindo o melhor desempenho de uma estrutura, e muitas vezes garantindo o menor custo de construção. O objetivo deste trabalho é minimizar o peso de perfis tubulares de aço, submetidos à esforços de compressão garantindo a sua eficiência estrutural sem um superdimensionamento. Para complementar este estudo, buscou-se na literatura trabalhos relacionados com otimização de perfis estruturais de aço. Não foi encontrado nenhum trabalho específico a respeito de colunas tubulares de aço, mas existem vários trabalhos e estudos sobre a otimização de estruturas de aço, algumas delas são listadas neste capítulo.

Dos trabalhos encontrados, destacam-se os de Drehmer (2005), que desenvolveu uma formulação para otimização de estruturas formadas por perfis "I" soldados, baseando-se em espessuras comerciais de chapas existentes no mercado. Leng et al. (2011), demonstraram a aplicação de ferramentas de otimização para maximizar a resistência à compressão de uma seção transversal aberta de aço formado a frio, utilizando o método da faixa finita para a análise de estabilidade e o método da resistência direta para o cálculo da resistência.

Em 2012, Ramires et al. descreveram um processo desenvolvido para reduzir o custo de juntas semi-rígidas de placas de aço a partir do uso de algoritmos genéticos, partindo de 4 exemplos. Kripka et al. (2013), desenvolveram um estudo numérico e experimental com o objetivo de determinar os parâmetros para o dimensionamento ótimo de treliças

considerando tanto as seções transversais dos elementos e a geometria como variáveis de projeto.

Mojtabaei et al. (2019) desenvolveram uma metodologia prática para o projeto ideal de seções de vigas de perfis formados a frio atingindo a sua máxima resistência à flexão e deflexão mínima sob condições de carga máxima e de manutenção de acordo com o Eurocode 3, levando em conta as restrições de projeto de fabricação e uso final. E por fim, Parastesh et al. (2019), apresentaram um método prático para otimização simétrica de vigas-colunas de aço formado a frio utilizando um algoritmo genético, com uma gama de restrições de fabricação e construção incorporadas ao processo de otimização.

3. DESENVOLVIMENTO

Com o auxílio de planilhas eletrônicas foi possível implementar as formulações matemáticas necessárias para o dimensionamento de perfis tubulares, seguindo os parâmetros da ABNT NBR 8.800:2008 – “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas e concreto de edifícios”. O tipo de aço considerado foi o aço ASTM A572 Gr50.

Com o uso da ferramenta de otimização Solver, que faz parte do software Microsoft Excel, foram dimensionados diversos perfis tubulares, alterando o seu comprimento e carga solicitada, onde o mesmo define a solução ótima para cada caso, levando em conta o resultado que conduza ao menor peso, determinando o diâmetro e a espessura otimizados do perfil. Para se obter o resultado deste estudo foram dimensionados diferentes perfis, variando a altura do pilar, bem como a carga de compressão aplicada ao mesmo. As cargas utilizadas para este estudo foram de 300 até 1000kN por coluna, variando de 100 em 100 kN. As alturas consideradas para o dimensionamento dos pilares, foram variadas de metro em metro, partindo de 1m até 10m.

Para verificação e confirmação dos resultados foi utilizado o software MCalc Perfis, com o único objetivo de analisar a confiabilidade dos mesmos. Por fim, através das soluções ótimas encontradas, foi realizada a comparação com os perfis comerciais existentes e analisada a economia de peso ao utilizar um perfil otimizado.

As variáveis de projeto são representadas pelo diâmetro externo e espessura da chapa, com a necessidade de otimização do peso do perfil.

A função objetivo deste trabalho é a minimização do peso de aço de perfis tubulares. O peso por metro linear do material foi obtido pela multiplicação do peso específico do material, o aço, que é equivalente a 7.850 Kg/m^3 , pela área da seção transversal do perfil.

Todas as variáveis de projeto devem satisfazer as prescrições contidas na ABNT NBR 8800:2008 “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios”. Para o cumprimento das restrições impostas pela referida norma foi elaborada uma planilha no Microsoft Software Excel, na qual se dimensiona o perfil à compressão. Para o dimensionamento dos perfis, foi considerado o Anexo E – “Força Axial de Flambagem elástica e coeficiente de flambagem”, item E.1.1 – “Seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto”.

Para encontrar o resultado objetivo deste trabalho foi considerada a ferramenta Solver, que pode ser adicionada ao Software Microsoft Office Excel, utilizada para resolver a dificuldade em aplicar diferentes métodos de otimização.

O Solver é de fácil aplicação, e foi desenvolvido pela Frontline Solvers para otimizar um parâmetro numérico. Ele encontra um valor especificado, sendo o máximo ou mínimo em

uma célula de destino, satisfazendo uma condição imposta, que é calculada a partir de outras células que estão funcionalmente ligadas (células evolutivas). O valor de cada célula variável é alterado por um incremento adequado definido por um algoritmo específico. Ao mesmo tempo, é calculado o novo valor da célula-alvo. Esse processo iterativo é repetido até que o ótimo tenha sido encontrado (Aguilar et al., 2018).

Para confiabilidade dos resultados obtidos através do roteiro de cálculo criado neste trabalho foi utilizado o programa mCalcPerfis da Stabile, que é uma calculadora de perfis de aço, onde se pode verificar perfis obtendo-se as resistências de cálculo, a compressão/tração, cortante (em duas direções) e flexão (em torno dos dois eixos principais de inércia). O programa permite a verificação de 19 tipos de perfis formados a frio e 23 tipos de perfis laminados e soldados. A rotina de cálculo é realizada de acordo com as normas NBR 8800:2008 e NBR 14762:2010 e o mesmo gera um relatório detalhado de cálculo (STABILE, 2019).

3.1 Resultados e discussões

Através da planilha de dimensionamento foram lançados os valores de carga de compressão e comprimento do perfil, variando conforme valores apresentados na tabela 1. O modelo inicial foi implementado em planilha com a carga solicitada de compressão de 300 kN e comprimento inicial de 100 cm. Inicialmente foi arbitrado um valor conhecido na prática de diâmetro externo (D) = 200 mm e espessura (t) = 2,00 mm. Com isso, são determinados os parâmetros iniciais para o dimensionamento, conforme tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros Iniciais

Dados de entrada	Valor
Carga ($N_{c,sd}$)	300 kN
Comprimento Inicial (L)	100 cm
Diâmetro externo (D)	200 mm
Espessura (t)	2 mm
Tipo de aço	ASTM A572 Grau 50
Módulo de Elasticidade (E)	200000 MPa
Tensão de Escoamento (f_y)	345 MPa
Resistência à ruptura (f_u)	450 MPa

A partir dessas informações iniciais, a planilha determina todas as propriedades do perfil. Em seguida, a planilha dimensiona o perfil à compressão de acordo com os critérios estabelecidos na ABNT NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

Com o uso da Ferramenta Solver, foi definido como função objetivo a minimização do peso (Kg/m) do perfil, alterando as células variáveis: diâmetro externo (D) e espessura (t), sujeito as restrições de dimensionamento conforme a norma ABNT NBR 8800:2008.

A partir dos resultados obtidos de diâmetro e espessura dos perfis, as espessuras obtidas foram adaptadas para espessuras de chapas comerciais disponíveis no mercado, e somente o diâmetro foi tomado como variável.

Para comparação entre os perfis otimizados com perfis disponíveis no mercado foram dimensionados perfis disponíveis em uma tabela de perfis comerciais, para as mesmas condições de carregamento e comprimento.

Os resultados obtidos pela ferramenta Solver para pilares submetidos ao esforço de compressão de 300kN e comprimentos variando de 100cm até 1000cm, e os perfis comerciais que atendem ao dimensionamento podem ser visualizados na tabela 2.

Tabela 2 - Resultados obtidos

Carga (KN)	L (cm)	Dimensionamento com o Solver				Perfis Comerciais			
		D (mm)	e (mm)	D/t	Peso (Kg/m)	D (mm)	e (mm)	D/t	Peso (Kg/m)
300	100	155,96	2,25	69,32	8,53	114,3	4	28,58	10,9
300	200	143,64	2,65	54,2	9,21	114,3	4	28,58	10,9
300	300	158,38	2,65	59,77	10,18	141,3	3,4	41,56	11,82
300	400	174,52	2,65	65,86	11,23	168,28	3,4	49,49	14,13
300	500	331,93	1,5	221,29	12,22	219,08	3,76	58,27	20,37
300	600	348	1,5	232	12,82	219,08	3,76	58,27	20,37
300	700	364,86	1,5	243,24	13,44	219,08	3,76	58,27	20,37
300	800	382,21	1,5	254,81	14,08	219,08	3,76	58,27	20,37
300	900	350,96	1,8	194,98	15,5	273,05	4,19	65,17	28,34
300	1000	369,41	1,8	205,23	16,32	273,05	4,19	65,17	28,34

Conforme foi aumentado o comprimento do perfil tubular submetido a mesma carga de compressão (300 kN), o peso do perfil também foi aumentando.

Considerando-se diferentes dimensões do pilar, percebe-se que um mesmo perfil comercial pode atender a mais de um comprimento solicitado, o que pode não ser a solução otimizada no que diz respeito à economia, visto que em muitos casos se tem uma grande folga no dimensionamento, ou seja, com base na prática atual de projeto a seção transversal média é superdimensionada na maioria dos casos. Também foi percebido que com a otimização de perfis é possível reduzir as dimensões sem perda de segurança ou serviço.

Conforme a figura 1, é possível perceber a redução do peso dos perfis para diferentes soluções considerando o uso da otimização no dimensionamento de perfis tubulares de aço carbono submetidos a compressão simples.



Figura 1 - Peso de Perfis Otimizados x Perfis Comerciais

Para complementação deste estudo, como resultado foram otimizados perfis para as mesmas condições de comprimento mas com diferentes carregamentos, partindo-se de 300kN até 1000kN, com variações de 100kN. Alguns dos resultados obtidos pela ferramenta Solver, bem como para os perfis comerciais para as mesmas condições de comprimento e carregamento, podem ser visualizados nas figuras seguintes.

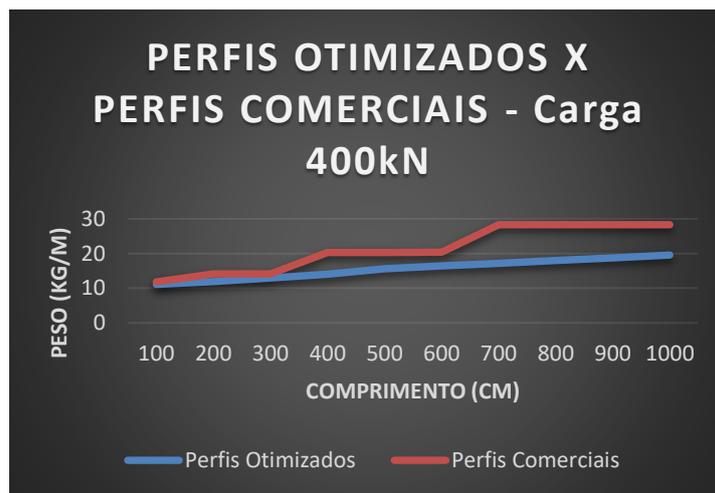


Figura 2 - Perfil Otimizado x Perfil Comercial para carga de 400kN

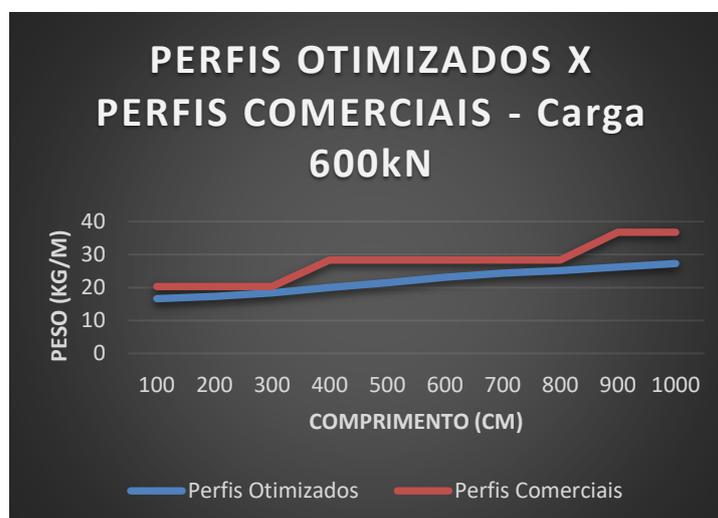


Figura 3 - Perfil Otimizado x Perfil Comercial para carga de 600 kN

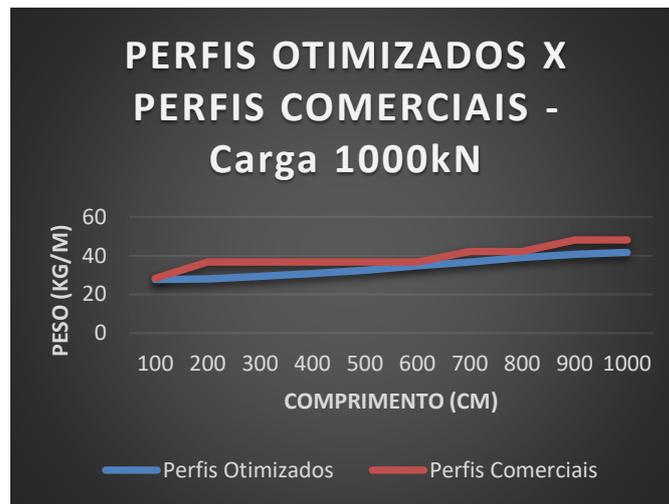


Figura 4 - Perfil Otimizado x Perfil Comercial para carga de 1000 kN

Para a confiabilidade dos resultados obtidos foi utilizado o software mCalc Perfis. Foram simulados diversos perfis comparando os resultados obtidos no mCalc perfis e na planilha desenvolvida neste estudo, garantindo-se a confiabilidade da mesma.

4. CONCLUSÕES

O principal objetivo da otimização estrutural é reduzir o uso excessivo de material para atender aos requisitos de segurança e dimensionamento estabelecidos pelos padrões de projeto. Sendo assim, observa-se a importância do uso de ferramentas de otimização de projeto estrutural para que seja atingida a redução de peso de aço. Para comprovar esta afirmação, foi estudado o dimensionamento de pilares de aço com seção tubular utilizados para apoio de silos de armazenagem, demonstrando-se através de exemplos com base em um conjunto de parâmetros de entrada, considerando diversas cargas e diferentes comprimentos de pilar.

Através de uma planilha desenvolvida no Software Microsoft Excel foi elaborada uma ferramenta de dimensionamento, conferindo-se sua confiabilidade através do Software mCalcPerfis, e a partir da qual foi desenvolvido um método de otimização através da ferramenta Solver, buscando-se a minimização do peso do perfil. Como resultado deste trabalho, é percebido que com a prática atual de dimensionamento de projetos estruturais de aço, a seção transversal média é superdimensionada na maioria dos casos. É possível concluir também que, reduzindo o peso do aço em quase 92%, as condições de segurança no dimensionamento da estrutura são alcançadas.

Percebe-se que com o aumento da carga de compressão aplicada ao pilar, a diferença em porcentagem do peso do perfil otimizado para o comercial aparece com menor discrepância. É possível concluir também que uma abordagem orientada para otimização deve ser empregada pelos projetistas estruturais a fim de garantir a utilização de um perfil para as suas necessidades, sem que haja um superdimensionamento do mesmo e consequente desperdício do material.

Como resultado dessa pesquisa, encontrou-se as vantagens na utilização de perfis tubulares de aço otimizados, ao invés de considerar os perfis comerciais. É importante salientar que esta pesquisa não trouxe benefícios apenas ao estudo de otimização de perfis

tubulares em aço, visto que a metodologia aplicada para o mesmo pode ser utilizada em diversos problemas de otimização.

5. REFERÊNCIAS

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 - RJ, 2008.

AGUILAR, Miriam Delgado; SOM, Lucia Valverde; RODRÍGUEZ, Luis Cuadros. Solver, an Excel application to solve the difficulty in applying different univariate linear regression methods. *Chemometrics and Intelligent Laboratory Systems*, v. 178, p. 39-46, 2018.

D'AMICO, Bernardino; POMPONI, Francesco. Sustainability tool to optimise material quantities of steel in the construction industry. *Procedia CIRP, 25th CIRP Life Cycle Engineering (LCE) Conference*, p. 184-188, 2018. Copenhagen, Denmark.

DREHMER, Gilnei Artur. Otimização de Estruturas Metálicas Formadas por Perfis "I" Soldadas. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, para obtenção do título de Mestre em Engenharia. Passo Fundo, 2005.

JIN, Sang-Wook; OHMORI, Hiroshi; LEE, Seung-Jae. Optimal design of steel structures considering welding cost and constructability of beam-column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 135, p. 292-301, 2017.

KRIPKA, Moacir, CHAMBERLAIN PRAVIA, Zacarias Martin, DIAS, Maiga Marques, MEDEIROS, Guilherme Fleith. Minimização do peso de treliças de alumínio pela otimização simultânea da seção transversal dos elementos e da geometria: análise numérica e validação experimental. *REEC - Revista Eletrônica De Engenharia Civil*, v. 7, nº 02, p. 19-26, 2013.

LENG, Jiazhen, GUEST, James K, SCHAFER, Benjamin W. Shape optimization of cold-formed steel columns. *Thin-Walled Structures*, v. 49, p. 1492-1503, 2011.

MOJTABAEI, Seyed Mohammad; YE, Jun; HAJIRASOULIHA, Iman. Development of optimum cold-formed steel beams for serviceability and ultimate limit states using Big Bang-Big Crunch optimisation. *Engineering Structures*, v. 195, p. 172-181, 2019.

PARASTESH, Hossein, HAJIRASOULIHA Irman, TAJI Hamed, SABBAGH, Alireza Bagheri, Shape optimization of cold-formed steel beam-columns with practical and manufacturing constraints. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 155, p. 249-259, 2019.

RAMIRES, Fernando Busato; ANDRADE, Sebastião Arthut Lopes de; VELLASCO, Pedro Colmar Gonçalves da Silva; LIMA, Luciano Rodrigues Ornelas de. Genetic algorithm optimization of composite and steel endplate semi-rigid joints. *Engineering Structures*, v. 45, p. 177-191, 2012.

STABILE, mCalc Perfis, <<https://www.stabile.com.br/mcalcperfis.php>> Acesso em 23 de junho de 2019.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



LAJES MISTAS COM FÔRMA DE AÇO: COMPORTAMENTO E PROJETO

Camila Miotto da Silva ¹, Fernando Busato Ramires ²

¹ Acadêmica do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo

² Orientador, Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade de Passo Fundo

RESUMO:

As lajes mistas com fôrma de aço galvanizada e concreto vem ganhando espaço no mercado da construção civil no Brasil. Um sistema construtivo versátil, apresentando vantagens econômicas em função da relação custo benefício, por isso dá importância de se estudar sobre o assunto. A laje é composta por uma chapa de aço na sua face inferior, que por sua vez é utilizada como fôrma permanente, servindo para suportar o peso do concreto fresco antes da cura. A fôrma também atua como armadura positiva da laje após a cura do concreto, a partir dessa fase o sistema passa a ser misto. A principal característica das lajes mistas com fôrma de aço é a eliminação parcial ou total de escoras, dispensando a etapa da desforma e resultando em maior produtividade e ganho de tempo. O objetivo da pesquisa é elaborar fluxogramas de cálculo para as fases antes e depois da cura do concreto conforme as normas vigentes, além de apresentar principais características do sistema.

Palavras Chaves: Steel Deck, Lajes mistas, fôrma de aço.

INTRODUÇÃO:

As lajes mistas de aço e concreto são elementos estruturais, moldados in loco, composto por uma telha de aço galvanizado (Steel Deck) e uma camada de concreto. Essa telha ou fôrma é um material de pequena espessura, leve, porém com elevada resistência mecânica, obtida através da conformação a frio de chapas de aço (REIS, 2012).

Comparando com elementos de concreto armado, os elementos mistos mostram resultados de grande precisão dimensional, economia na mão-de-obra e no tempo de execução, a redução ou até mesmo a eliminação de escoramentos e fôrmas de madeira. Apresenta resistência ao fogo e à corrosão, maior capacidade resistente e redução de consumo de aço estrutural, quando comparado às estruturas de aço (REIS, 2012).

A combinação entre os dois materiais, aço e concreto, tem o intuito de potencializar as melhores características de cada um deles, ou seja, a resistência à compressão do concreto e a resistência à tração do aço. O Steel Deck é utilizado de forma permanente na laje, servindo como apoio ao concreto antes da cura e também como plataforma de serviço. Após o concreto atingir aproximadamente 75% da sua resistência à compressão, os dois

materiais atuam juntos, resistindo aos esforços solicitantes e obtendo um comportamento misto (WEIMER, 2018).

Existem duas fases das lajes mistas referentes aos componentes e as cargas, antes e depois da cura do concreto.

A fase inicial a forma de aço resiste às cargas provenientes do concreto fresco, ou seja, deve resistir a todos os carregamentos da laje de forma isolada. A norma que rege o dimensionamento dessa fase é a ABNT NBR 14762:2010 (Dimensionamento de estruturas de aço construídas por perfis formados a frio) (WEIMER, 2018).

Figura 1 – Componentes e funções da laje mista na fase inicial.

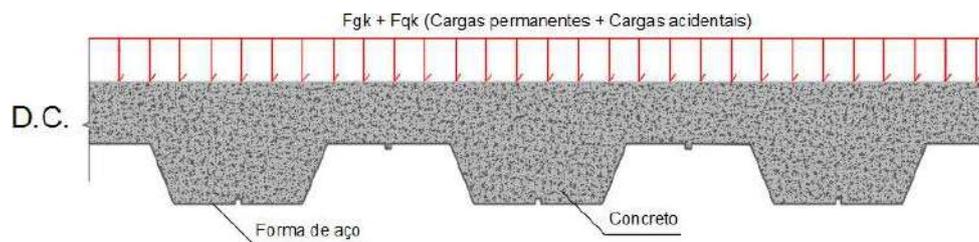


Fonte: Weimer (2018).

A segunda e última fase, começa a ser considerada a partir da cura do concreto, quando este estiver curado e atingir pelo menos 75% da resistência à compressão especificada. Nessa fase a fôrma de aço atua como armadura positiva da laje resistindo aos esforços de tração dentro do conjunto misto (WEIMER, 2018).

As cargas a serem consideradas na fase final são: F_{gk} = cargas permanentes (peso próprio da fôrma e peso próprio do concreto) e F_{qk} = cargas de uso ou ocupação (que devem ser retiradas da ABNT NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações). A norma que se refere ao dimensionamento das lajes mistas com forma de aço incorporada depois da cura do concreto é a ABNT NBR 8800:2008 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios) (WEIMER, 2018).

Figura 2 – Componentes e funções da laje mista com forma de aço na fase final.



Fonte: Weimer (2018).

As lajes mistas nos oferecem inúmeros benefícios e vantagens, entretanto o seu dimensionamento ainda gera algumas dificuldades, tem muito ainda para ser evoluído e adaptado a nossa realidade do mercado da construção civil. Um dos maiores desafios é realizar o correto dimensionamento das mossas para considerá-las adequadamente nos cálculos. A elaboração de fluxogramas de cálculo das diferentes etapas desse sistema irá facilitar o entendimento do mesmo.

O objetivo da pesquisa é desenvolver fluxogramas de cálculo utilizando as normas ABNT NBR 14762:2010 (Dimensionamento de estruturas de aço construídas por perfis formados a frio) e a ABNT NBR 8800:2008 (Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios), das diferentes etapas desse sistema (antes e depois da cura do concreto) para facilitar o entendimento do mesmo. Primeiramente apresentar informações sobre o conceito, as vantagens, desvantagens, os tipos de materiais, entre

outras características e peculiaridades das lajes mistas com fôrmas de aço.

DESENVOLVIMENTO:

Lajes mistas são formadas por telhas de aço galvanizado de seção trapezoidal ou reentrante, justaposta nas bordas e preenchida com concreto, as fôrmas funcionam como armadura positiva de lajes para as cargas de serviço (BELTRÃO, 2003).

Segundo Beltrão (2003), as vantagens que se destacam das lajes mistas são: alta qualidade de acabamento da laje; dispensa escoramento e reduz os gastos com desperdício de material; facilidade de instalação e maior rapidez construtiva; facilidade para passagem de dutos das diversas instalações, favorecendo também a fixação de forros; funciona como plataforma de serviço e proteção aos operários que trabalham nos andares inferiores, propiciando maior segurança.

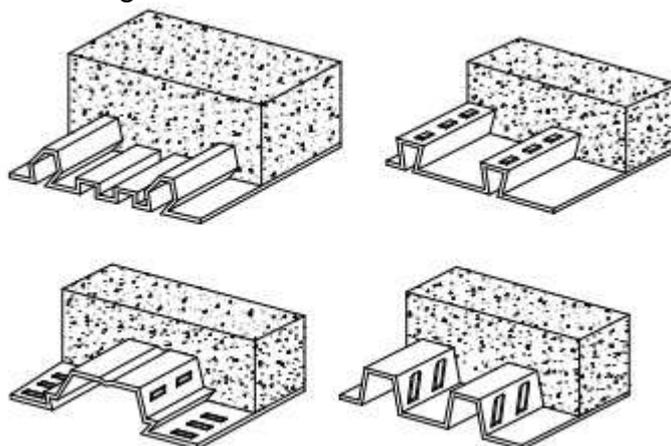
A maior desvantagem da laje mista é o fato de ter poucos fornecedores da matéria-prima no Brasil, o que resulta em um elevado preço das chapas metálicas (CICHINELLI, 2012). Existe uma carência de mão-de-obra especializada no mercado da construção civil, elevando os custos finais (DADA, 2017). Segundo Queiroz et al. (2001) existem outras duas desvantagens: por razões estéticas, necessita de forros suspensos; necessidade de maior quantidade de vigas secundárias.

Para que a laje mista funcione, é importante que exista uma boa aderência entre o concreto e a fôrma de aço. Existem três tipos de ligação entre a fôrma de aço e o concreto: ligação por aderência; ligação mecânica e ligação por atrito (VIANNA, 2005).

Nas fôrmas com formato trapezoidal as mossas são fundamentais para evitar o deslizamento entre a fôrma de aço e o concreto. Mossas são pequenas saliências confeccionadas no momento da fabricação da chapa que gera a telha metálica (DE NARDIN *et al*, 2005).

Existem dois tipos de geometria das fôrmas, a trapezoidal (possui mossas) e a reentrantes (funciona de maneira que o concreto confinado transmita através do atrito a ligação necessária com a fôrma). A última possui uma boa eficiência, porém não é encontrada no mercado nacional (FAKURY *et al*, 2016).

Figura 3 – Geometria das fôrmas.



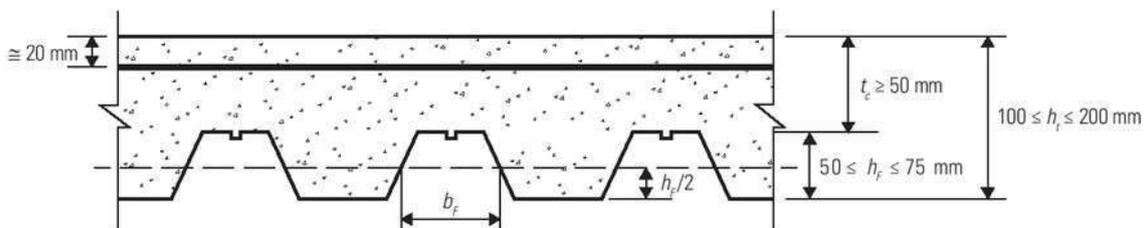
Fonte: Vianna (2005).

No que diz respeito a geometria da fôrma, segundo Baião Filho (2003), as mesas inferiores possuem enrijecedores que aumentam a resistência da laje. Lajes mais altas aumentam a rigidez e resistência ao momento fletor, porém, acaba diminuindo a resistência à força cortante, resultando na necessidade de chapas mais grossas, elevando os custos (REIS, 2012).

Com a possibilidade de eliminação das escoras nas lajes mistas, se torna de extrema importância a análise do vão entre apoios para que se obtenha um sistema seguro, evitando deformação excessiva ou até mesmo o colapso. Para obter o vão máximo da fôrma antes da cura do concreto, a espessura, a geometria da fôrma, aço e carregamentos precisam atender aos estados limites últimos indicados e também os limites de utilização estabelecidos (BAIÃO FILHO, 2003).

A Metform fabrica as formas MF-50 e MF-75, ambas com aço galvanizado ASTM A653 - Grau 40 (ZAR- 280) e resistência ao escoamento de 280 Mpa. Os nomes das fôrmas levam os valores 50 e 75, eles são referentes à altura das nervuras (em mm). As espessuras fabricadas são de: 0,80mm, 0,95mm e 1,25mm. Os comprimentos variam de acordo com a necessidade da obra, máximo de 12 metros. MF-50: recomendada principalmente para edificações urbanas como hotéis, hospitais, escritórios, edifícios, garagens etc. MF-75: recomendada para empreendimentos industriais e situações em que haja necessidade de resistência a cargas mais elevadas. Existem vários fabricantes de steel deck no mercado nacional atualmente, com as mesmas características citadas anteriormente, são exemplos: Perfilor e Grupo MBP.

Figura 4 – Dimensões da laje mista.



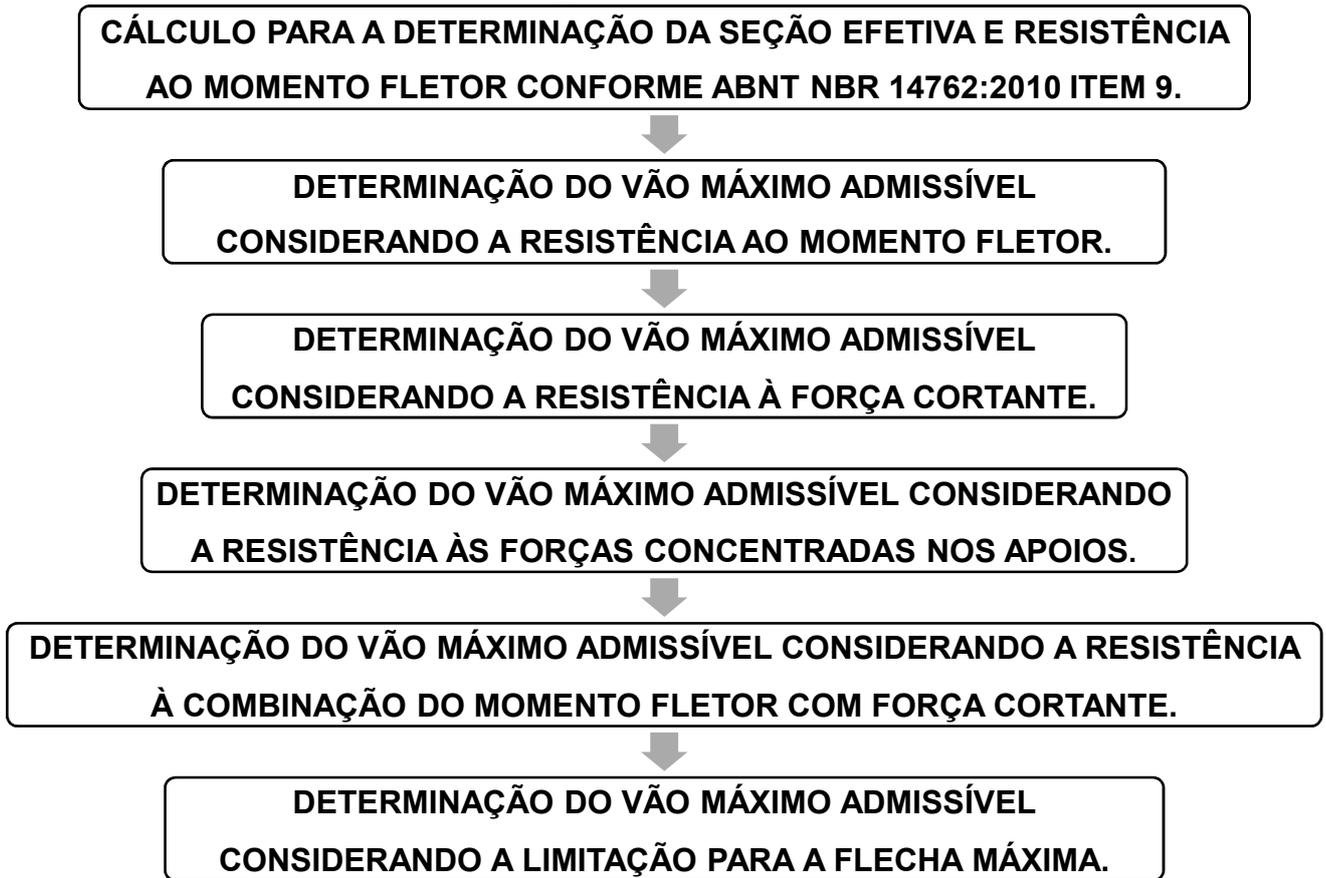
Fonte: Fakury et. al. (2016).

Segundo Baião Filho (2003) as verificações da fôrma na fase inicial são determinadas com base na ABNT NBR 14762:2010 (Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio). Os critérios dos estados limites são: Estados limites últimos: a) Colapso devido ao momento fletor positivo; b) Colapso devido ao momento fletor negativo; c) Colapso devido à interação do momento fletor com a força cortante; d) Colapso por esmagamento local na região do apoio; e) Colapso devido à interação do momento fletor com o efeito de cargas concentradas; f) Deformações excessivas que podem causar o efeito “Ponding” que é o acúmulo exagerado de concreto. Estado limite de serviço: a) Deformações excessivas que podem comprometer o desempenho e a estética da construção.

Já na fase onde o concreto já atingiu a resistência necessária, o sistema passa a ser considerado misto. Conforme a norma ABNT NBR 8800:2008, é necessário que as lajes mistas após a cura do concreto sejam verificadas o estado de limite último para que suporte as seguintes solicitações: resistência ao momento fletor, cisalhamento longitudinal, cisalhamento vertical e punção. Queiroz et al. (2001) descreve os possíveis modos de colapso por essas solicitações da seguinte maneira: Flexão: Esse limite pode ocorrer se o vão de cisalhamento for suficientemente grande; Cisalhamento longitudinal: a carga máxima na laje é determinada pela resistência ao cisalhamento longitudinal e depende da interação entre o aço e o concreto, sendo crítico para lajes com vãos usuais; Cisalhamento vertical: pode ser crítico se a laje for espessa, o vão for curto e o carregamento elevado; Punção: se a carga concentrada for muito elevada e se a laje tiver pouca espessura e pouca área carregada. As verificações fazem parte da rotina de cálculo que compõem o fluxograma.

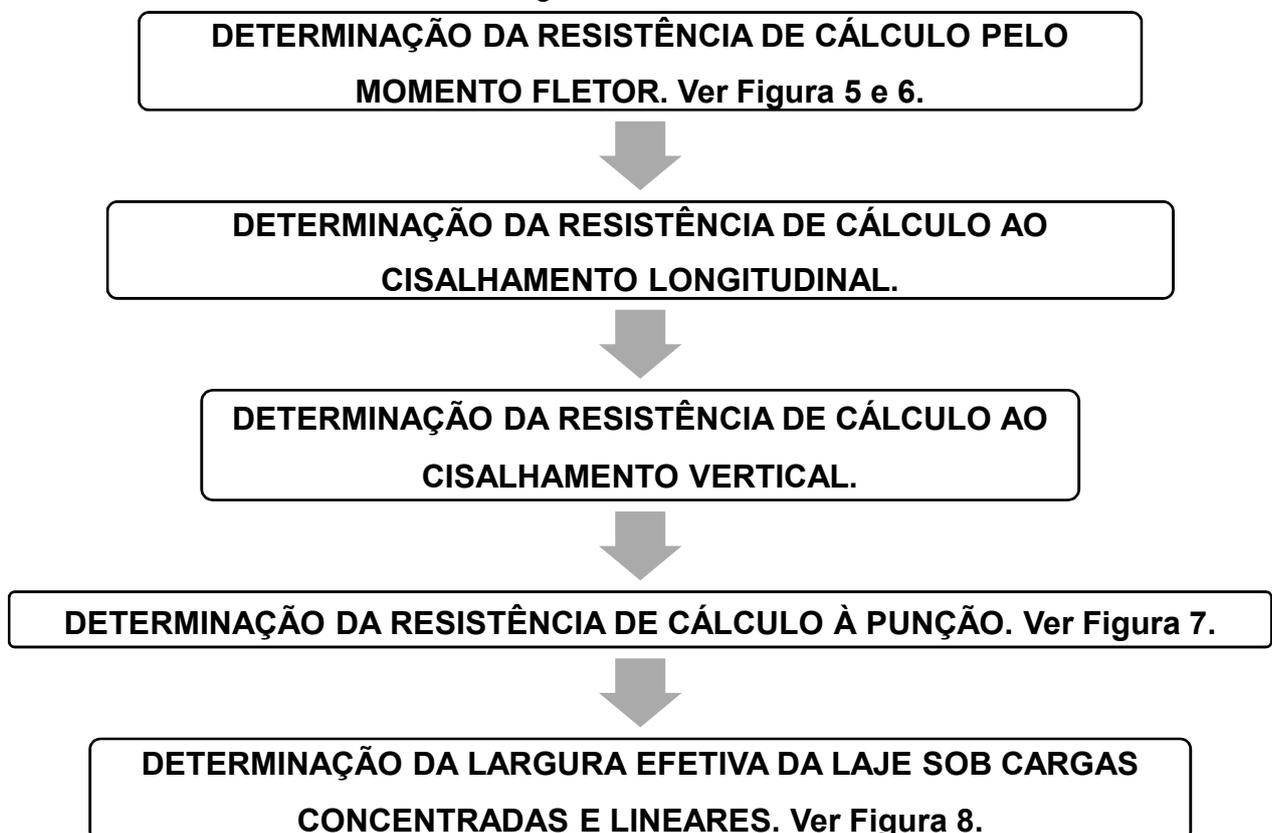
Abaixo o fluxograma de cálculo da Fase Inicial (antes da cura do concreto) e da Fase Final (depois da cura do concreto).

Fluxograma Fase Inicial.



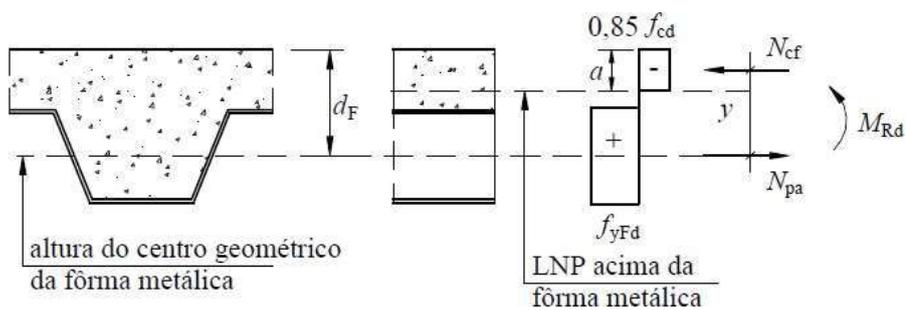
Fonte: Próprio autor.

Fluxograma Fase Final.



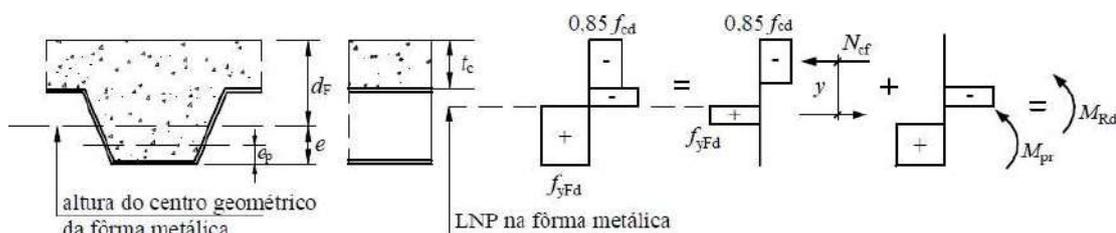
Fonte: Próprio autor.

Figura 5 – Diagrama de tensões para momento positivo – LNP acima da fôrma de aço.



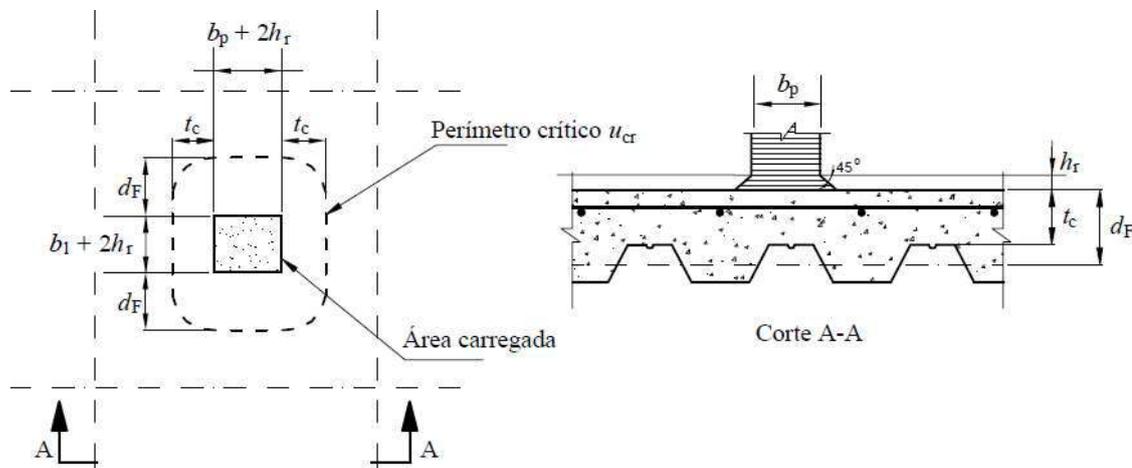
Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Figura 6 – Diagrama de tensões para momento positivo – LNP na fôrma de aço.



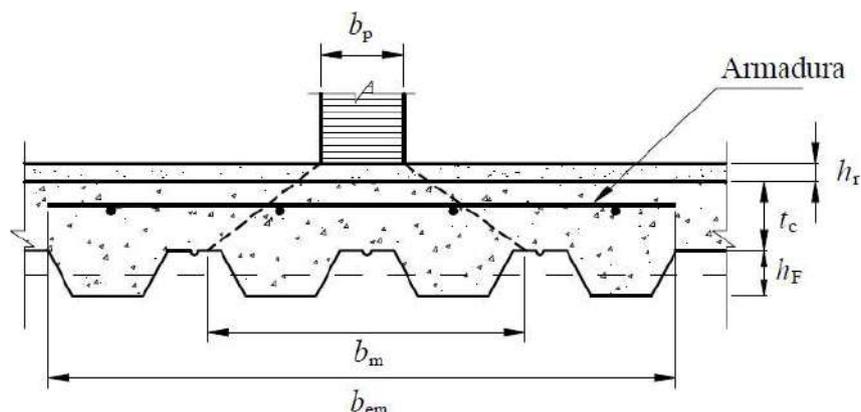
Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Figura 7 – Perímetro crítico para punção.



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Figura 8 – Distribuição das cargas concentradas ou lineares.



Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

CONCLUSÕES:

A escolha da solução estrutural adequada para uma laje depende de uma série de critérios a serem analisados, desde a capacidade de resistir aos esforços aplicados até o tempo de execução, custo e disponibilidade de mão-de-obra. As lajes mistas de aço e concreto apresentam inúmeras vantagens em relação às lajes maciças, porém, a maior desvantagem é referente ao custo, tanto do material como da mão-de-obra, que por sua vez, precisa ser altamente qualificada.

O sistema construtivo em lajes mistas cresce no Brasil e no mundo em função de sua versatilidade, velocidade na execução, relação custo benefício. Segundo a CBCA (Centro Brasileiro da Construção em Aço) vários projetos foram executados com lajes mistas como: Shopping Metrô Santa Cruz, Viracopos (Campinas, SP), terminais de passageiros do aeroporto Santos Dumont (Rio de Janeiro).

Os objetivos da pesquisa foram alcançados, montando os fluxogramas de cálculo para a fase inicial, onde a fôrma resiste isoladamente a todos os esforços imposto a laje, e para a fase final, quando o concreto atinge aproximadamente 75% da resistência à compressão especificada no projeto.

REFERÊNCIAS:

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Informação e documentação – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Apresentação. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Informação e documentação – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Apresentação. Rio de Janeiro, 2010.

BAIÃO FILHO, O. T. **Estudo comparativo de respostas estruturais antes da cura do concreto de fôrmas metálicas incorporadas às lajes**. 2003. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

BELTRÃO, A. J. N. **Comportamento estrutural de lajes mistas com corrugações na alma de perfis de chapa dobrada**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

CATÁLOGOS TÉCNICOS METFORM. Steel Deck. 2010. Disponível em: <http://www.metform.com.br>. Acesso em: 24 agosto. 2019.

CATÁLOGOS TÉCNICOS PERFILOR. Steel Deck. Disponível em: <http://www.perfilor.com.br>. Acesso em: 24 agosto. 2019.

CATÁLOGOS TÉCNICOS MBP. Steel Deck. Disponível em: <http://www.mbp.com.br>. Acesso em: 24 agosto. 2019.

CICHINELLI, G. Construção rápida: sistema misto que dispensa parcial ou totalmente o escoramento, o steel deck agiliza a execução e reduz custos. **Revista Técnica**, São Paulo: Pini, 2012. Disponível em: <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/179/construcao- rapida-sistema-misto-que-dispensa-parcial-ou-totalmente-250008-1.asp>. Acesso em: 24 agosto. 2019.

DADA, T. W. **Estudo do dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto**. 2017. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil) - Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DE NARDIN, S. DE SOUZA, A. S. C. EL DEBS, A. L. C. H. EL DEBS, M. K. Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectiva. 2005. Disponível em: https://www.passeidireto.com/arquivo/18434535/estruturas_mistas. Acesso em: 24 agosto. 2019.

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: Editora Pearson, 2016.

LAJES EM STEEL DECK. Disponível em: <https://www.cbca-acobrasil.org.br>. Acesso em: 7 agosto. 2019.

QUEIROZ, G. PIMENTA, R. J. DA MATA, L. A. C. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Belo Horizonte: Editora O Lutador, 2001.

REIS, L. V. N. **Lajes mistas com fôrma de aço incorporada: aplicações, dimensionamento e metodologia de análise numérica**. 2012. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

VIANNA, J. C. **Sistema de laje-mista para edificações residenciais com o uso de perfis embossados de chapa dobrada**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

WEIMER, T. **Dimensionamento de Lajes mistas com fôrma de aço incorporada: antes e depois da cura**. 2018. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Civil) - Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



ANÁLISE DE MODELOS ESTRUTURAIS PARA UMA EDIFICAÇÃO DE CONCRETO ARMADO

Fábio Augusto Henkes Huppes¹, Lucas carvalho Vier², João Pedro Endres³, Rafael Aésio de Oliveira
Zaltron⁴

¹Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental na Universidade de Passo Fundo – RS

²Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental na Universidade de Passo Fundo – RS.

³Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental na Universidade de Passo Fundo – RS.

⁴ Orientador, Professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul

RESUMO: A análise estrutural é a etapa mais importante de todo o projeto de edifícios, na qual é realizada uma previsão do comportamento da estrutura. Nesse sentido, o presente trabalho tem por objetivo analisar por meio dos modelos estruturais: viga contínua, grelha/casca, pavimento isolado, pórtico plano e pórtico espacial, e em alguns casos a combinação de alguns desses modelos, os momentos fletores para uma viga e um pilar mais solicitado, e, verificar deslocamentos na viga e deslocamentos em uma edificação de concreto armado. Para atingir os objetivos elencados, inicialmente por meio da revisão bibliográfica e com base na arquitetura de uma edificação, adotou-se um projeto estrutural, sob o qual realizou-se a modelagem estrutural para seis modelos adotados, com auxílio do software Robot. Os resultados dessa pesquisa apontam que há significativas diferenças entre os modelos, tanto para os momentos fletores como para os deslocamentos verticais e horizontais.

INTRODUÇÃO:

A concepção de um projeto estrutural de uma edificação é um trabalho predominantemente intelectual, requer conhecimento teórico e prático, oportuniza grandes desafios e implica em grandes responsabilidades. A elaboração do mesmo pode ser subdividido em quatro partes fundamentais: concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, e por último, a plotagem das plantas finais (KIMURA, 2007).

Segundo Kimura (2007), a análise estrutural é a etapa mais importante de todo o projeto de edifícios, pois é irrelevante dimensionar as armaduras dos elementos estruturais de forma extremamente rebuscada se os esforços calculados não representam o modelo real da estrutura.

De acordo com a NBR 6118, (ABNT, 2014), a análise estrutural precisa ser realizada por meio de um modelo estrutural apropriado e dependendo do projeto torna-se necessário o emprego de mais de um modelo para proceder às averiguações previstas nessa norma.

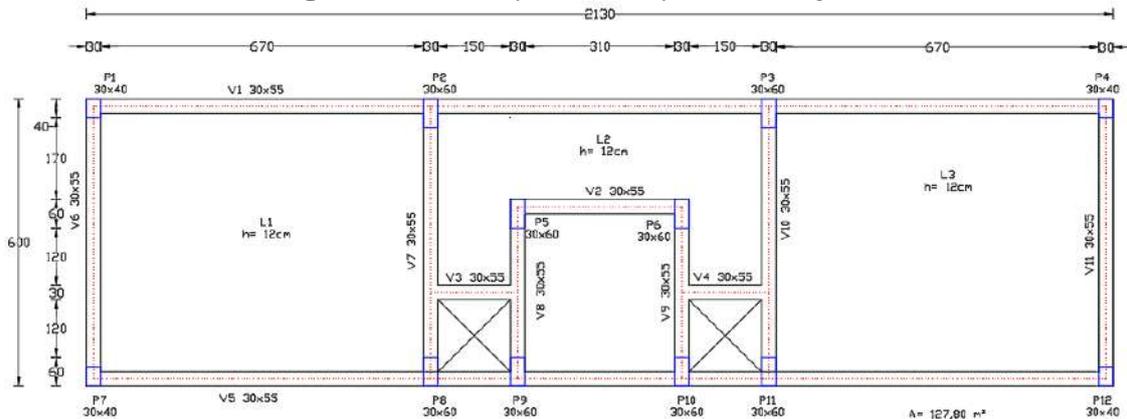
A NBR 6118 (ABNT, 2014) permite a utilização de alguns modelos estruturais para os elementos que constituem uma estrutura que são: vigas contínuas, grelhas e pórticos espaciais. No entanto nesse trabalho foi empregado além desses modelos, o modelo de pórtico plano e pavimento isolado.

Nesse sentido o objetivo do presente trabalho é analisar por meio dos cinco modelos estruturais, e integração de alguns desses, os momento fletores para uma viga e um pilar mais solicitados, e verificar deslocamentos na viga e na edificação, no caso dessa última análise, restringe-se apenas para o modelo de pórtico espacial e plano.

DESENVOLVIMENTO:

Por meio da revisão bibliográfica foram definidos e avaliados parâmetros para a concepção do modelo estrutural, que influenciam diretamente na resposta. Logo, adotou-se com base na arquitetura de uma edificação (Figura 1) um projeto estrutural, sob o qual foi realizada a modelagem estrutural (7 pavimentos) para seis modelos.

Figura 1: Planta do pavimento-tipo da edificação

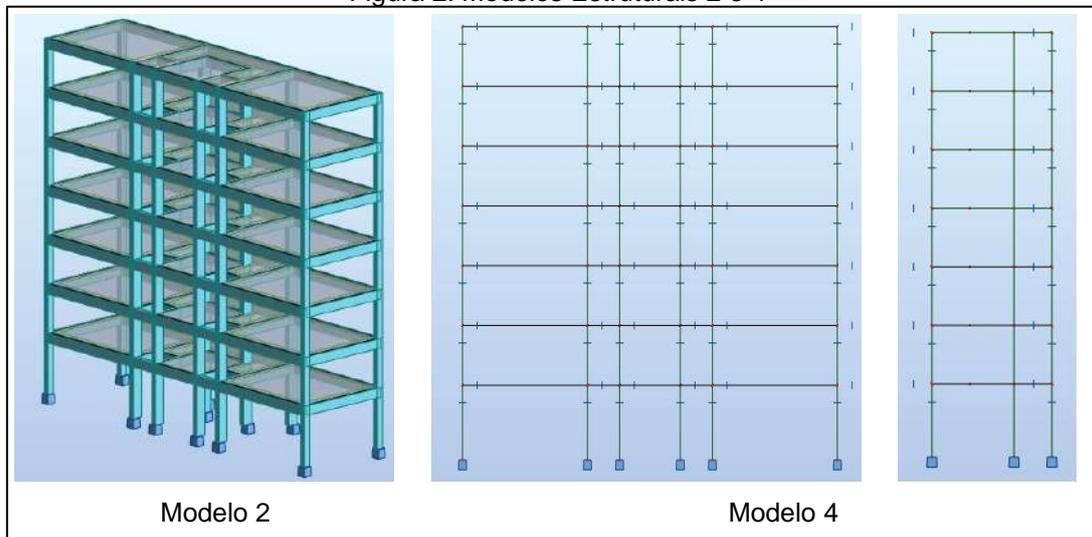


Fonte: Autoria própria

Esses seis modelos estruturais estão elencados abaixo e ilustrados na Figura 2 e na Figura 3, no entanto devido a similaridade dos 3 primeiros modelos, foi representado apenas o modelo 2.

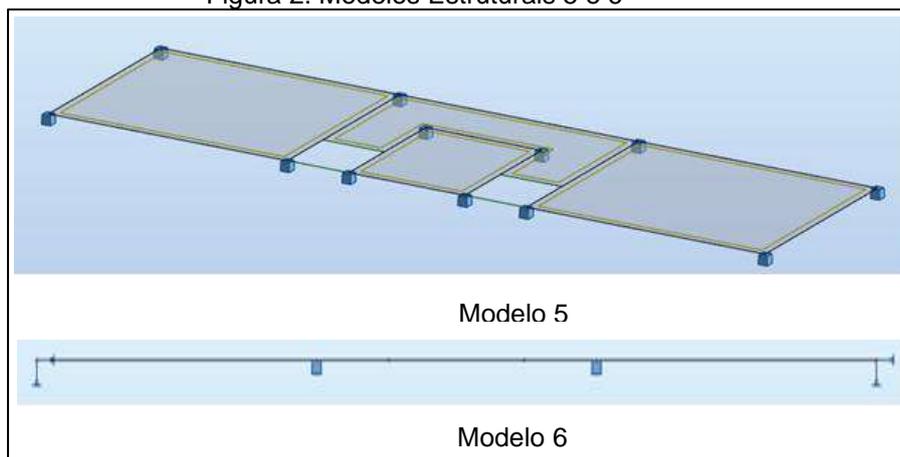
- Modelo 1: Pórtico espacial, contribuição de rigidez das lajes - offset em vigas e pilares;
- Modelo 2: Pórtico espacial, contribuição de rigidez das lajes – sem offset em vigas e pilares;
- Modelo 3: Pórtico espacial, sem contribuição de rigidez das lajes - offset em pilares
- Modelo 4: Pórtico Plano;
- Modelo 5: Pavimento isolado, com contribuição de rigidez das lajes;
- Modelo 6: Vigas contínuas.

Figura 2: Modelos Estruturais 2 e 4



Fonte: Autoria própria

Figura 2: Modelos Estruturais 5 e 6



Fonte: Autoria própria

Para a modelagem estrutural foi utilizado o software Autodesk Robot Structural Analysis, sendo que as dimensões das vigas são de 30x55 cm e dos pilares de 30x40 cm e 30x60 cm, as lajes maciças possuem espessura de 12 cm, e apenas duas delas possuem espessura de 20 cm que estão localizadas na cobertura, para efeitos de cálculo as lajes foram consideradas do tipo casca com uma malha de 1mx1m. Na sequência adotaram-se ações permanentes e variáveis conforme a NBR 6120, (ABNT, 1980).

Em relação à ação do vento, para o cálculo foi utilizado o software Ciclone e as recomendações da NBR 6123 (ABNT, 1988), sendo adotado a velocidade básica do vento para o município de Santa Rosa - RS de 48m/s.

Quanto às análises de Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS) foram adotadas seguintes combinações respeitando as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014):

Para o ELU foi adotado a combinação última normal para o esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado (Equação 1):

$$F_d = 1,4g + 1,4q + 0,84 (\text{Vento a } 90^\circ) \quad (\text{Eq.1})$$

• Para ELS-DEF (flecha em vigas) adotou-se a combinação quase permanente de serviço (Equação 2):

$$F_{d,ser} = 1,0g + 0,3q \quad (\text{Eq.2})$$

• Para ELS-DEF (movimento lateral do edifício) foi empregada a combinação frequente de serviço (Equação 3):

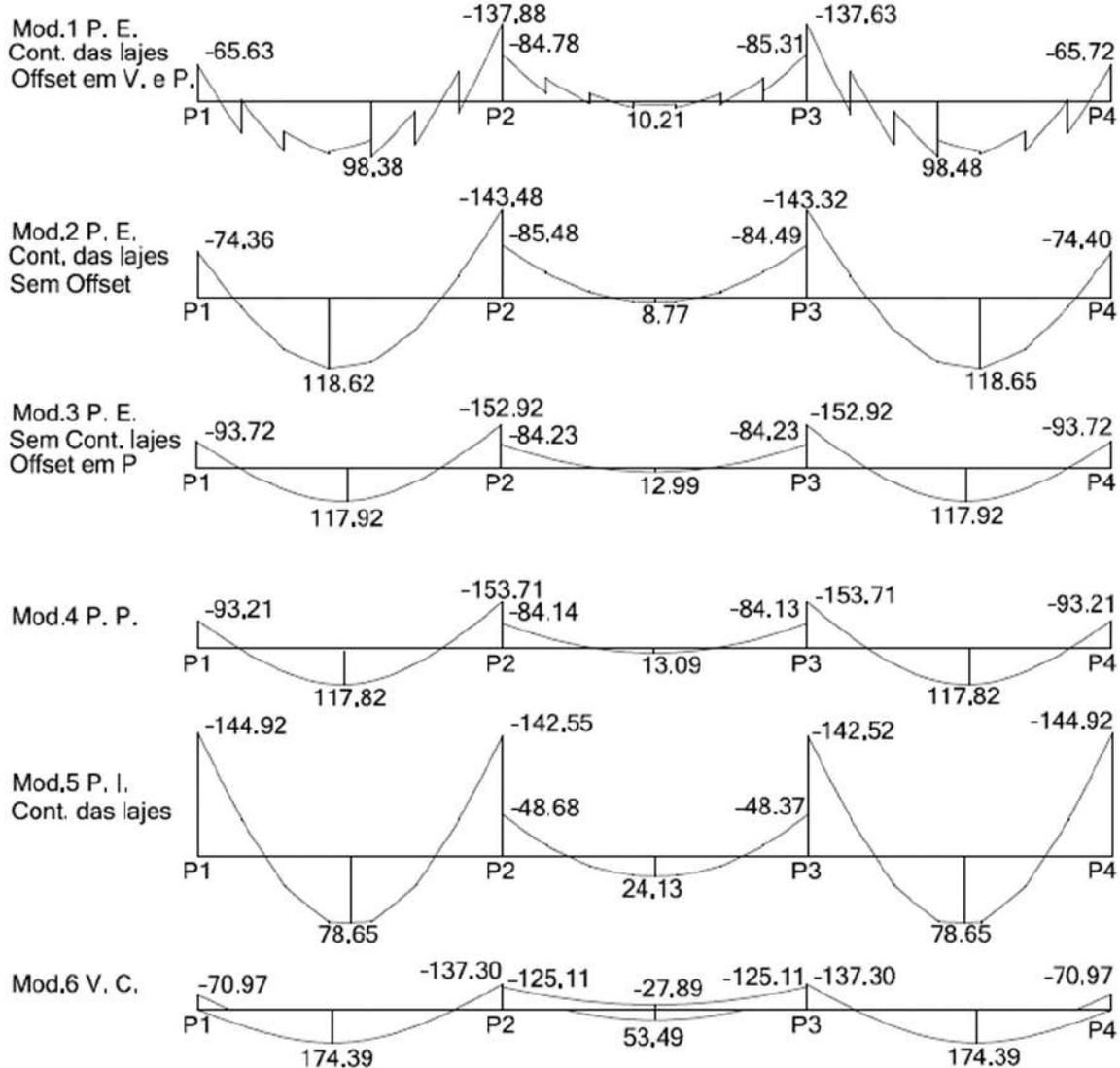
$$F_{d,ser} = 1,0g + 0,3(\text{Vento a } 90^\circ) + 0,3q \quad (\text{Eq.3})$$

Quanto à análise dos resultados adotaram-se os elementos estruturais mais solicitados, sendo na condição do ELU do esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado, foi adotada a viga externa V1 (1º pavimento) e o pilar externo em prumada P8. Para análise do ELS – DEF quanto ao deslocamento limite ($l/250$) adotou-se também a V1 e para a análise da edificação quanto ao deslocamento horizontal foi considerada em relação a região de menor inércia.

Para os modelos 1, 2, 3 e 4 analisaram-se os resultados dos momentos fletores para a viga e o pilar, os deslocamentos verticais obtidos na viga e deslocamentos horizontais na edificação. Enquanto que para os modelos 5 e 6 seguiu-se a mesma lógica, porém sem análise do pilar e da edificação frente as ações do vento, em virtude de serem modelos de pavimento isolado e vigas contínuas.

Na Figura 4 estão representados os valores dos momentos fletores para a V1.

Figura 4: Momentos fletores na V1 do 1º pavimento (KN.m)



Fonte: Autoria própria

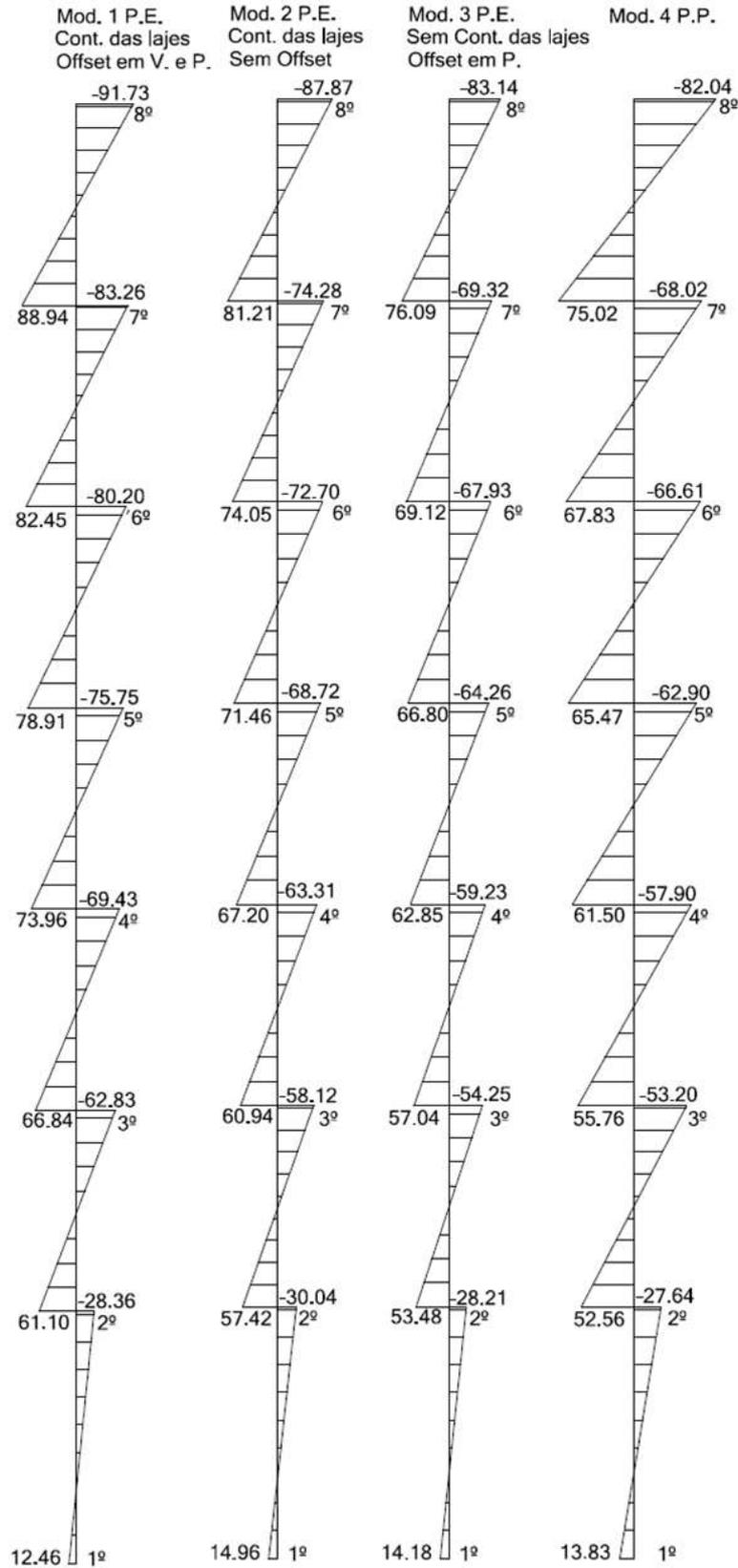
De acordo com a Figura 4, percebe-se que no modelo de vigas contínuas quanto aos valores de momentos fletores, verifica-se grandes diferenças aos demais modelos principalmente no vão 2, o qual pelo referido modelo mesmo considerando os apoios intermediários engastados, os momentos positivos foram significativamente superiores aos outros 5 modelos, chegando a uma diferença de 509,92%. Confirmando o que Fontes (2005) apresentou em seu trabalho, no qual afirma que esse modelo subestima levemente momentos negativos nos apoios e superestima acentuadamente os momentos positivos nos vãos.

Considerando os pilares P1 e P4 e comparando o modelo 5 com o modelo 6, percebe-se a maior variação entre os momentos chegando a 104,20%.

Analisando-se os 2 primeiros modelos percebe-se que os momentos fletores negativos apresentam diferença máxima de 13,30%, isso pode ser explicado pela utilização do offset em vigas, pois reduz o momento fletor nas mesmas, transferido apenas o momento fletor do pilar descontando o offset, resultando em uma altura de pilar menor para o cálculo da viga, enquanto que a altura real do pilar permanece a mesma.

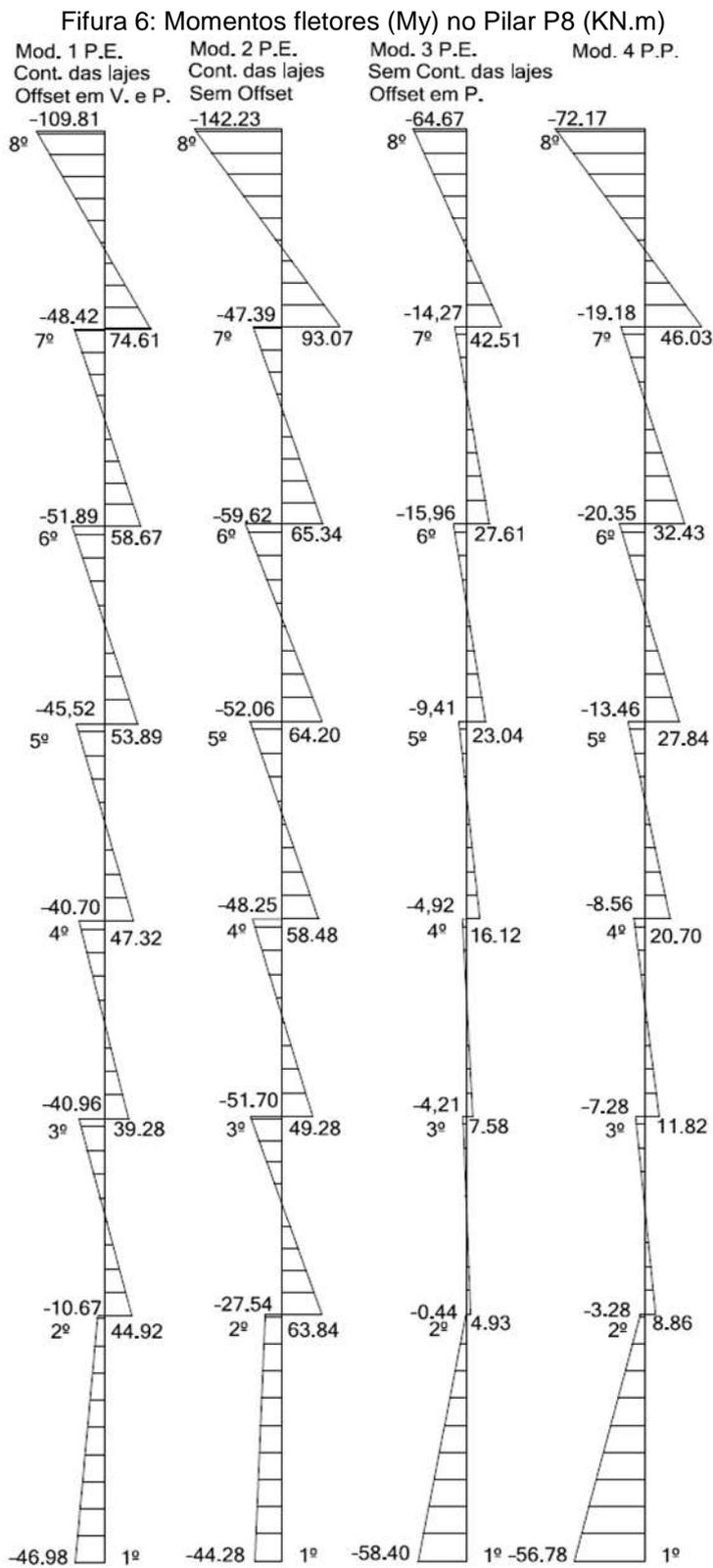
Para análise dos pilares foi considerado o P8, sendo que nas Figuras 5 e 6 estão representados para 4 modelos os momentos fletores M_z e M_y respectivamente, considerando-se a marcação dos trechos do pilar de 1º ao 8º, representando a base do pilar até o topo do mesmo na cobertura.

Figura 5: Momentos fletores (Mz) no Pilar P8 (KN.m)



Fonte: Autoria própria

De acordo com a Figura 5 percebe-se que em geral para os momentos (Mz) os valores foram relativamente próximos para os modelos estruturais 2, 3 e 4, no entanto ao comparar o modelo 1 com o 4 verifica-se uma variação máxima em torno de 23%.

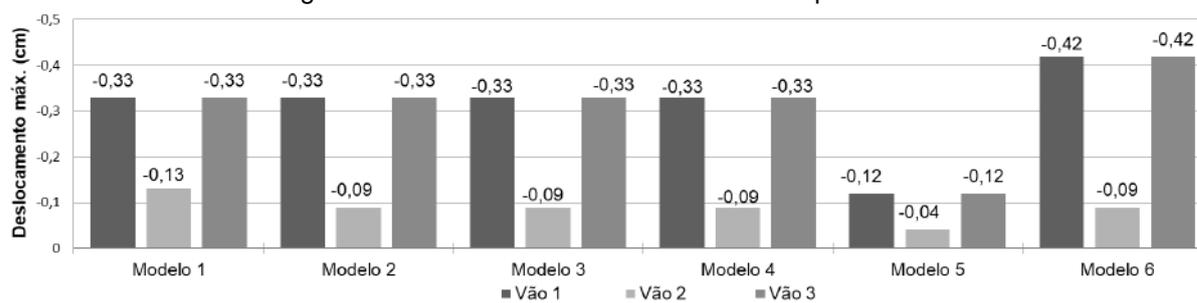


Fonte: Autoria própria

Conforme a Figura 6, percebe-se que em relação aos momentos My a não contribuição da rigidez das lajes e a força crítica do vento ser na direção de y contribui na redução dos momentos fletores em relação aos modelos 3 e 4. Além disso, a maior diferença obtida foi de 6159,09% comparando o modelo 2 com o 3 no 2º trecho (My-).

Para análise do Estado Limite de Serviço quanto ao deslocamento vertical em vigas, foi utilizado 6 modelos estruturais, sendo que nas Figura 7 estão representados os deslocamentos verticais máximos obtidos nas vigas V1.

Figura 7: Deslocamentos verticais na V1 - 1º pavimento

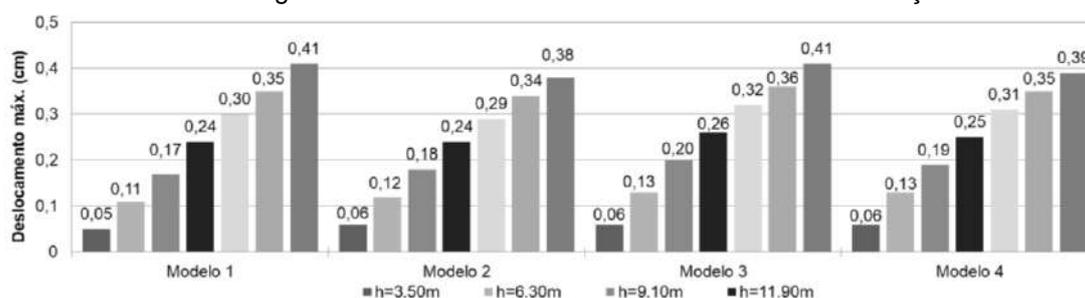


Fonte: Autoria própria

Conforme representado na Figura 7, o deslocamento máximo obtido foi de 0,42 cm no modelo de vigas contínuas, estando esse valor a baixo do limite preconizado pela NBR 6118, (ABNT, 2014), que nesse caso é 700/250, resultando em um deslocamento máximo permitido de 2,80cm.

Quanto a análise do Estado Limite de Serviço para o movimento lateral do edifício foi realizada para 4 modelos estruturais e para os seguintes níveis da edificação: 3.50, 6.30, 9.10, 11.90, 14.70, 17.50 e 20.30 metros conforme Figura 8. O nível zero não foi analisado, pois os deslocamentos são nulos.

Figura 8: Deslocamentos horizontais máximo da edificação



Fonte: Autoria própria

Ao analisar a Figura 8, pode-se perceber que a diferença entre os deslocamentos para ambos os modelos estruturais foram semelhantes, não ultrapassando uma diferença superior a 20%.

CONCLUSÕES:

Nas análises dos 6 modelos para o ELU do esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais, é possível verificar que o modelo de vigas contínuas apresentou grandes variações em comparação aos 5 modelos, superestimando praticamente todos os momentos fletores para ambas as vigas analisadas. Ao comparar o modelo 1 (Pórtico espacial contribuição de rigidez das lajes, offset em vigas e pilares), com o modelo 2 (Pórtico espacial: contribuição de rigidez das lajes, sem offset em vigas e pilares), verifica-se que a utilização do offset em vigas reduz o momento fletor nas mesmas, no entanto, essa condição não representa o comportamento real da estrutura. Pode-se pontuar, ainda que, a utilização de offset em pilares resulta em variações consideravelmente baixas nos momentos fletores de vigas.

Na análise dos pilares constata-se que o modelo 4 (Pórtico Plano) apresentou diferenças relativamente baixas em relação aos momentos fletores (M_z e M_y) comparado com o Modelo 3 (Pórtico espacial: sem contribuição de rigidez das lajes, com offset em pilares). Enquanto os modelos 1 e 2 para momentos fletores (M_z e M_y) as diferenças foram

maiores. Essas diferenças para os modelos 1 e 2, podem ser explicadas pelo fato desses modelos terem levado em consideração a rigidez das lajes no cálculo, tornando a estrutura mais próxima da realidade.

Quanto ao deslocamento vertical na viga, os valores máximos foram obtidos no modelo de vigas contínuas devido a menor rigidez das ligações. Enquanto os modelos 1, 2, 3 e 4 apresentaram resultados similares.

Quanto à análise dos ELS referente ao movimento lateral do edifício, chegando-se a resultados relativamente próximos para ambos os modelos.

Em suma, o presente trabalho é relevante para a análise estrutural de edifícios, pois respeita requisitos normativos, resultando em projetos seguros e dessa forma, protegendo a sociedade de eventuais inconvenientes, bem como agregando valor para a comunidade acadêmica e profissional.

REFERÊNCIAS:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: procedimento.** Rio de Janeiro. 1980.

____. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento.** Rio de Janeiro. 1988.

____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: procedimento.** Rio de Janeiro. 2014.

FONTES, F. F. **Análise Estrutural de Elementos Lineares Segundo a NBR 6118:2003.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São paulo. São Carlos, p. 136. 2005.

KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado.** São Paulo: Pini, 2007. 632 p.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



ESTUDO COMPARATIVO DE DESLOCAMENTO DE PLACA APOIADA COM CARGA DISTRIBUÍDA

Lucas Carvalho Vier¹, Fábio Augusto Henkes Huppes², Fernando Busato Ramires³, Zacarias Chamberlain Pravia⁴

¹Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental na Universidade de Passo Fundo – RS

²Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental na Universidade de Passo Fundo – RS.

³Orientador, Professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental na Universidade de Passo Fundo – RS.

⁴Orientador, Professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental na Universidade de Passo Fundo – RS.

RESUMO: O presente estudo visa comparar o deslocamento em uma placa apoiada nos quatro lados por meio do método de aproximação de Ritz, com o método de elementos finitos (método numérico), que é uma evolução do método aproximado, e comparar ambos com a solução exata da equação de Timoshenko. Para realizar a verificação, realizou-se uma programação matemática no Matlab seguindo as orientações do método de Ritz, posteriormente fez-se a modelagem da placa em elementos finitos com a utilização do SAP2000. Os valores obtidos foram comparados com o valor da resolução da equação dada como exata por Timoshenko para placas apoiadas com cargas distribuídas. Com os resultados obtidos constatou-se que o método de Ritz realmente converge ao resultado exato, mas a minimização do problema matemático depende da escolha da função que minimiza o funcional. Além disso, o resultado obtido com o MEF foi igual a solução encontrada por meio da equação de Timoshenko.

INTRODUÇÃO:

O método de Rayleigh-Ritz baseia-se no princípio da energia potencial estacionária, possuindo boa aplicação na análise de placas e cascas e análise de outras estruturas, sendo que essas podem ser lineares e não lineares (TIMOSHENKO, 1984).

O método da energia potencial possui extrema importância na mecânica estrutural, tendo por definição o trabalho realizado por todas as forças atuantes em um sistema estrutural, para mover esse da sua configuração real para a de referência, ou seja, mover a estrutura com carregamentos para uma posição sem cargas (TIMOSHENKO, 1984).

De acordo com Timoshenko (1984), o método de Ritz é uma forma aproximada de cálculo de deflexões, dessa maneira, é necessário adotar uma função que satisfaça as condições de contorno, e quanto mais precisa for essa, conseqüentemente melhores serão

os resultados finais. Contudo ao utilizar mais parâmetros de deslocamentos para determinar a aproximação, maior será a convergência para solução exata.

A equação 1 apresenta a solução aproximada para as variáveis de deslocamentos:

$$\mathbf{w} = \sum_{i=1}^n a_i N_i (x_1, x_2, x_3) \quad (\text{Eq.1})$$

Em que N_i é uma função que atente às formas não homogêneas das condições essenciais de contorno e a_i são parâmetros generalizados a serem determinados. Além disso, as funções N_i são denominadas funções de base, de forma ou de aproximação e os parâmetros generalizados a_i são chamados de graus de liberdade ou coeficientes de Ritz.

Dessa forma, busca-se uma solução aproximada para um certo modelo matemático considerando um funcional Π (Equação 2).

$$\Pi = \frac{D}{2} \int_S \left\{ (\nabla \mathbf{w})^2 + 2(1-\nu) \left[\left(\frac{\partial^2 \mathbf{w}}{\partial x_1 \partial x_2} \right)^2 - \frac{\partial^2 \mathbf{w}}{\partial x_1^2} \frac{\partial^2 \mathbf{w}}{\partial x_2^2} \right] - \frac{2p\mathbf{w}}{D} \right\} dS \quad (\text{Eq.2})$$

Portanto, o método de Rayleigh-Ritz é útil nos casos em que seja complicado ou até mesmo impossível obter a solução exata, mas que seja possível arbitrar uma solução propositiva e efetuar os cálculos requeridos nesse método. E para verificar se essa solução está se aproximando da solução exata, pode-se aplicar o método com números crescentes de coeficientes de Ritz e comparar os correspondentes resultados, pois quando esses resultados convergirem rapidamente, a última das soluções calculadas é possivelmente de boa acurácia.

Além disso, o método de Rayleigh-Ritz representou uma evolução do método dos deslocamentos, contribuindo fortemente para o surgimento do Método dos Elementos Finitos (VAZ, 2011). O qual foi visto como um método amplamente aplicável, com uma base matemática sólida (COOK, MALKUS, PLESHA E WITT, 2001)

O MEF um é procedimento numérico que consiste em obter soluções aproximadas normalmente para problemas complexos, no caso da engenharia, para problemas estruturais (FILHO, 2000). Conforme Kimura (2007) esse método pode ser totalmente empregado na análise de diversas estruturas de concreto armado, as quais são representadas por um grupo de elementos ou malhas.

Com o emprego do MEF é possível determinar o estado de tensão e de deformação de um sólido que possui uma geometria aleatória, a qual está suscetível a ações externas. Ao projetar uma estrutura, as suas características normalmente passam por diversas análises e alterações, objetivando encontrar um resultado econômico adequado e que atenda pré-requisitos funcionais e regulamentares (Azevedo, 2003).

Para realizar análises por meio do MEF, pode-se empregar diversos softwares comerciais sofisticados, entre eles: SAP2000, Ansys, Abacus, Nastran, entre outros (VAZ, 2011).

Dessa forma, o objetivo do presente trabalho é realizar um comparativo entre o método de Ritz e o MEF com a solução exata apresentada por TIMOSHENKO para placa apoiada nos quatro lados com carga distribuída.

DESENVOLVIMENTO:

A pesquisa consiste em determinar os deslocamentos de uma placa com dimensões de 6mx6mx0,1m simplesmente apoiada nas laterais. Para isso foi utilizado os softwares

Matlab e SAP2000, sendo que no primeiro software foi realizado a programação matemática com base no método de Rayleigh-Ritz, e no outro a modelagem computacional utilizando-se uma malha de 12x12. Para efeitos de cálculo foi considerado um carregamento distribuído de 3KN/m² aplicado sobre a placa, módulo de elasticidade do concreto E= 28GPA e coeficiente de poisson v=0,2. A figura 2 apresenta a placa em estudo.

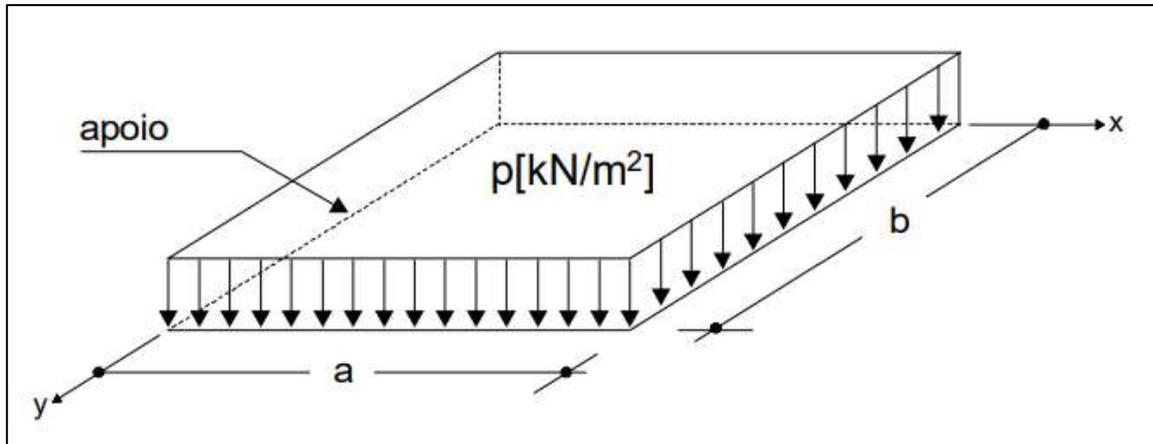


Figura 1: Placa em Análise

Para essa placa, sabe-se ainda que suas condições de contorno essenciais são (Equação 3):

$$w(0,y) = w(a,y) = w(x,0) = w(x,b) = 0 \quad (\text{Eq.3})$$

Tendo como referências as condições de contorno foi possível determinar duas funções de aproximação, sendo uma polinomial e outra trigonométrica, representadas respectivamente na Equação 4.

$$\phi_i = x^m y^n (x-a) (y-b) \quad \phi_i = \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (\text{Eq.4})$$

Posteriormente com o auxílio do Matlab realizou-se os cálculos pelo método de Ritz. Obtendo para a equação polinomial as deformações conforme a Figura 2. Sendo que para as funções polinomiais o “m” e “n” assumiram os valores de 1, 2, 3, 4, e 5.

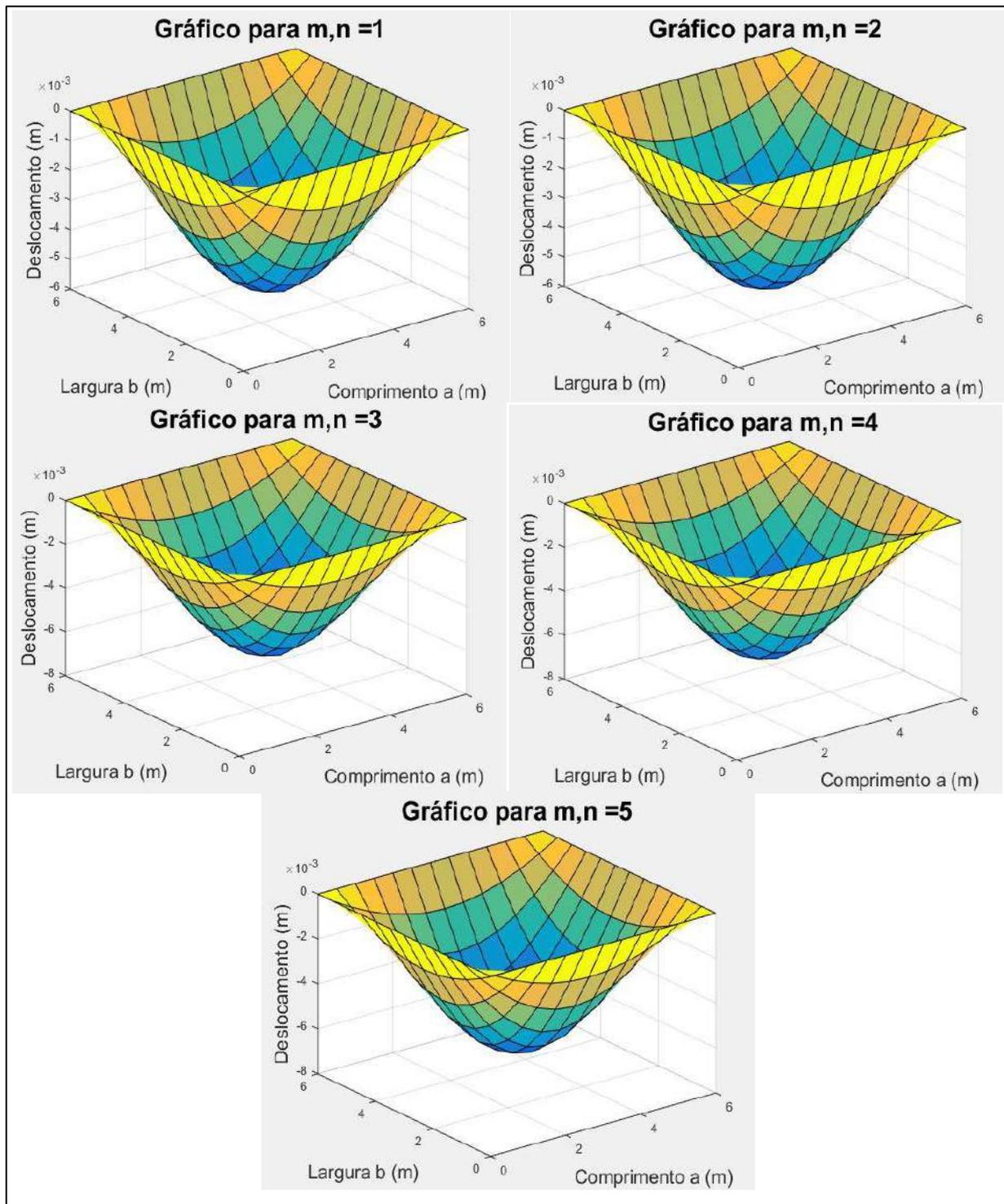


Figura 2: Gráficos da Função Polinomial

Para a função de aproximação trigonométrica o “m” e “n” receberam os valores de 1, 3, 5 e 7. Os quais são valores impares devido a necessidade de verificar o decréscimo da função. Na Figura 3 estão ilustradas as deformações para esse caso.

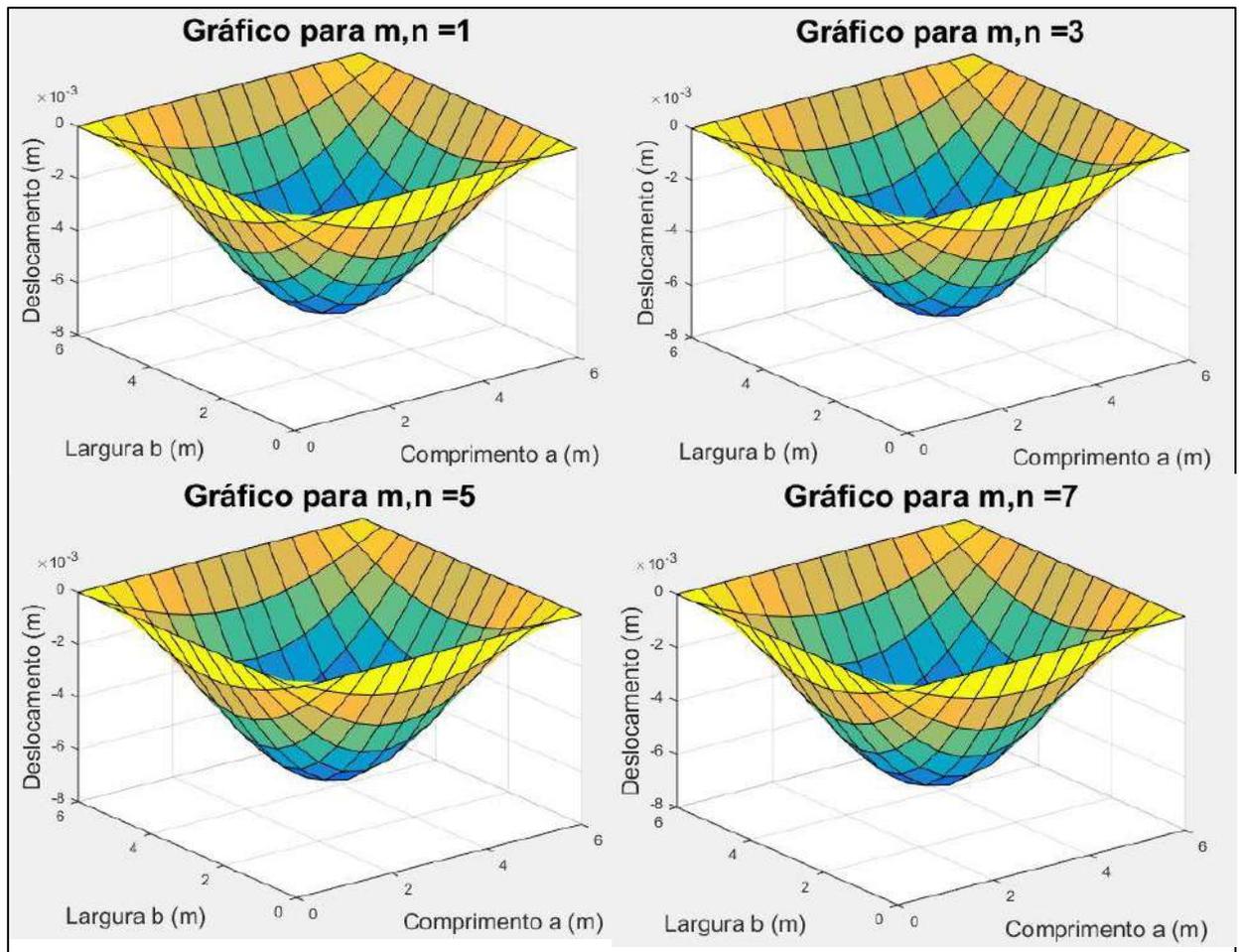


Figura 3: Gráficos da Função Trigonômica

Na sequência foi realizado uma análise da placa em elementos finitos no software SAP2000 conforme a Figura 4, que demonstra em escala (metros) as regiões com maior e menor deformação

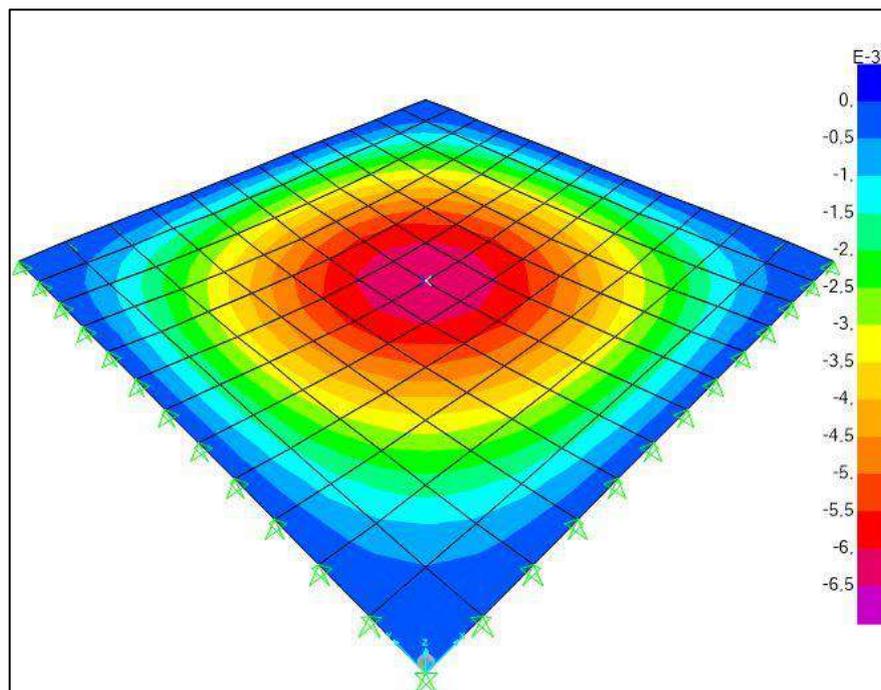


Figura 4: Resultados obtidos no SAP2000

Com os resultados das deformações obtidas pela aproximação de Ritz e análise em elementos finitos, comparou-se os mesmos com a solução exata apresentada por Timoshenko, conforme por ser visualizado nas Tabelas 1 e 2.

Quadro 1: Comparação dos resultados com a função polinomial

Flechas (Milímetro) - Método de Ritz		Solução exata (Timoshenko)	SAP2000	Diferença de Ritz (%)
m=n=1	5,68	Flecha em metro 6,49	Flecha em metro 6,49	12,53
m=n=2	5,68			12,53
m=n=3	6,547			0,82
m=n=4	6,549			0,84
m=n=5	6,51			0,28

Conforme a Tabela 1, a deformação obtida com a equação exata de Timoshenko e a análise em elementos finitos no SAP2000 foi igual considerando cinco casas decimais após a virgula. Os resultados com aproximação de Ritz foram muito próximos, principalmente a partir de “m” e “n” =3.

Quadro 2: Comparação dos resultados com a função trigonométrica

Flechas (milímetro) - Método de Ritz		Solução exata (timoshenko)	SAP2000	Diferença de Ritz (%)
m=n=1	6,65	Flecha em metro 6,49	Flecha em metro 6,49	2.48
m=n=3	6,664			2,62
m=n=5	6,665			2,63
m=n=7	6,665			2,63

De acordo com a Tabela 2, para os valores adotados para “m” e “n” na função trigonométrica, o resultado da deformação teve uma diferença muito próxima da solução exata, sendo que conforme vai aumentando o valor de “m” e “n”, a diferença vai diminuindo.

CONCLUSÕES:

Com a análise de elementos finitos chegou-se ao mesmo valor dado como exato para placa apoiada nos quatro lados por Timoshenko. Na função polinomial quanto maiores foram os valores de “m” e “n”, mais próximo da solução exata chegou o resultado, estacionando em uma diferença de 0,28% para “m” e “n” igual a 5 tendendo a chegar a solução exata mediante aumento desses coeficientes.

Na função trigonométrica, embora os valores foram muito próximos do valor exato, mesmo com o aumento do valor de “m” e “n”, não se teve uma aproximação em larga escala para o resultado exato, dessa forma utilizando a recomendação de Timoshenko, poderia ser adicionado mais termos para garantir maior aproximação do resultado com menores valores para “m” e para “n”.

Sendo assim, com os resultados obtidos para aproximação da solução exata pelo método de Ritz pode-se concluir que o valor da deformação depende principalmente do tipo de função escolhida, bem como da quantidade de termos e graus da mesma. Pois quanto maior foi o valor de “m” e “n” aplicado a função mais próximo da solução exata será o resultado tanto para a função polinomial quanto para a trigonométrica.

Para ter uma maior aproximação do resultado exato, poderia também ser utilizado a recomendação de Timoshenko, e ser adicionado mais termos nas equações, dessa forma, com valores menores para “m” e “n” o resultado da deformação seria mais próximo da solução exata.

REFERÊNCIAS:

COOK, R. D.; MALKUS, D. S.; PLESHA, M. E.; WITT, R. J. **Concepts and Applications of Finite Element Analysis**. 4ªed. John Wiley & Sons, Inc.n2001. 719p.

FILHO, A. A. **Elementos Finitos: A base da tecnologia CAE**. São Paulo: Érica, v. 2. 2000. 292p.

KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 2007. 632 p

TIMOSHENKO, S. P. **Mecânica dos Sólidos** . Rio de Janeiro; LTC. 1984

TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKYKRIEGER, S. W. **Theory of Plates and Shells**. 2 ed. New York, McGraw-Hill, 1987.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



ANÁLISE DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE PRISMAS DE CONCRETO COM ARGAMASSA 1.1.6

Schossler, Rodrigo T. ¹, Ottoni, Tobias P.², Mohamad, Gihad ³, Neto, Almir B. S. S.⁴, Lübeck, André ⁵

¹ Mestrando do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria

² Mestrando do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria

³ Orientador, Professor doutor do Curso de pós-graduação em Engenharia Civil

⁴ Co-orientador, Professor doutor do Curso de pós-graduação em Engenharia Civil

⁵ Co-orientador, Professor doutor do Curso de pós-graduação em Engenharia Civil

RESUMO: Avaliar deformações que os materiais constituintes da alvenaria estrutural sofrem, tem sido o foco de pesquisadores ao redor do mundo. Levando isso em consideração, essa pesquisa buscou como objetivo, avaliar a deformação axial de prismas de blocos de concreto que foram moldados com argamassa de traço 1:1:6, em massa utilizando extensômetros. Com este programa e utilizando extensômetros foi possível determinar deformações sofridas por cada material do conjunto quando submetidos a variadas tensões até a ruptura. Os materiais utilizados foram devidamente caracterizados de acordo com as normas brasileiras e foram realizados ensaios de argamassa tanto no estado fresco quanto endurecido. Com este trabalho, foi possível concluir que existe relação entre a resistência da argamassa e do bloco com as deformações dos materiais avaliadas pelos extensômetros.

Palavras-chave: Modo de ruptura, alvenaria estrutural, extensômetros

1. INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo que geralmente utiliza blocos vazados de concreto ou cerâmico, ligados por juntas de argamassa preenchidos de graute em posições apropriadas, em alguns casos contam com armadura de aço e revestimento. Age como elemento estrutural e também com função de vedação, sendo assim é dimensionado para suportar cargas além de seu peso próprio, resistindo majoritariamente à compressão. (DUPIM, 2019).

Há uma carência nas normas brasileiras que delimitem as propriedades da argamassa de assentamento para cada tipologia de parede utilizada, principalmente à resistência à compressão (MOHAMAD ET AL., 2018). Torna-se necessário delimitar uma resistência para a argamassa de assentamento que não seja tão alta a ponto de comprometer a ductilidade da alvenaria e nem tão baixa para que não sofra esmagamento e induza a ruptura da parede por meio da concentração de tensões.

Assim, avaliou-se o comportamento e a influência que a argamassa tem no modo de ruptura de prismas de blocos de concreto moldados com argamassa de traço 1.1.6, em massa, instrumentados com extensômetros, observando-se as deformações axiais verticais

sofridas pelo conjunto sob diferentes níveis de tensão e o comportamento da curva tensão x deformação.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Argamassas

A argamassa que foi utilizada na moldagem dos prismas avaliados nesse estudo é apresentada na Tabela 1.

Tabela 1 – Descrição das argamassas

Argamassa	Tipo de argamassa
A	Dosada em laboratório no traço de 1:1:6 (cimento:cal:areia, medidos em massa)

Fonte: Os autores

2.2 Procedimento de preparo

As propriedades físicas e mecânicas da argamassa nesse estudo foram avaliadas seguindo-se as normas da ABNT para cada ensaio determinado no estado fresco ou estado endurecido. A argamassa utilizada foi produzida em laboratório seguindo os procedimentos de preparo descritos na NBR 16541:2016.

2.3 Ensaio no estado fresco

Os ensaios que foram realizados para caracterização da argamassa no estado fresco foram índice de consistência, retenção de água, densidade de massa e teor de ar incorporado.

2.3.1 Índice de consistência

O índice de consistência das argamassas foi analisado conforme descrito na NBR 13276 (2005). Para o ensaio foi utilizada a mesa de consistência “flow table” procurando uma consistência que fosse a ideal para a aplicação.

2.3.2 Retenção de água

A retenção de água foi calculada seguindo-se os procedimentos da norma NBR 13277 (2005).

2.3.3 Densidade de massa e teor de ar incorporado

Para determinar a densidade de massa e o teor de ar incorporado foram seguidos os procedimentos da NBR 13278 (2005).

2.4 Ensaio no estado endurecido

Já para a caracterização das argamassas no estado endurecido, foram realizados ensaios de resistência à tração na flexão e à compressão, densidade de massa, absorção de água e coeficiente de capilaridade.

2.4.1 Resistência à tração na flexão

A resistência à tração na flexão foi avaliada seguindo-se a NBR 13279 (2005). Os corpos de prova foram colocados em laboratório com temperatura do ar de (23 ± 2) °C e umidade relativa do ar de (60 ± 5) %. Após 60h os corpos de prova foram desmoldados e os ensaios foram feitos aos 28 dias de idade.

2.4.2 Resistência à compressão axial

Para a caracterização seguindo os procedimentos da NBR 13279 (2005), com as metades dos corpos de prova submetidos à tração na flexão. Os ensaios foram realizados aos 28 dias de idade.

2.4.3 Densidade de massa

O ensaio de densidade de massa no estado endurecido segue a normativa NBR 13280 (2005), demonstrando a relação entre a massa e o volume aparente da argamassa.

2.4.4 Absorção de água por capilaridade e coeficiente de capilaridade

O ensaio segue as normativas da NBR 15259 (2005). Por meio de relações matemáticas, foi possível obter a absorção de água em g/cm^2 e coeficiente de capilaridade em $\text{g/dm}^2.\text{min}^{1/2}$.

2.5 Água

Para a moldagem dos corpos de prova a água utilizada e necessária para todos os ensaios que foram realizados é proveniente da rede de abastecimento da cidade fornecida pela concessionária local.

2.6 Bloco estrutural

Para este estudo, foi selecionado bloco de concreto (BC) com dimensões de 14x19x39 cm, resistência nominal de 4 Mpa, resistência na área bruta de 10,89 MPa e na área líquida de 19,89 MPa por ser de ampla utilização na região de Santa Maria.

A análise dimensional foi realizada seguindo-se as recomendações da ABNT NBR 12118 (2013). Além das propriedades dimensionais, foram realizados os ensaios de determinação de área bruta, área líquida e índice de absorção de água (AA). Na Tabela 2 apresentam-se as dimensões encontradas.

Tabela 2 – Características físicas do bloco estudado.

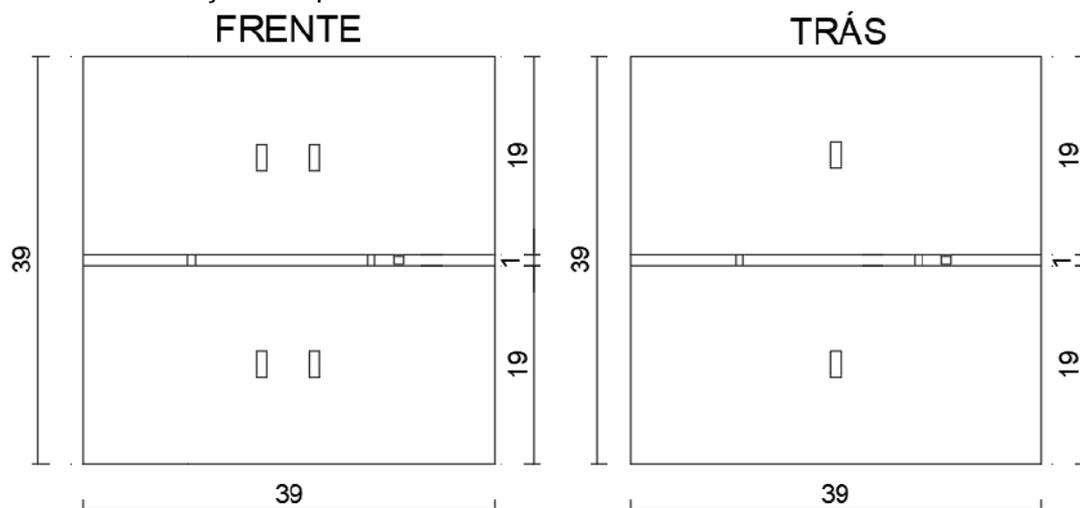
Propriedades	BC
Resistência Nominal	4 MPa
Massa seca (M_{seca})	12471,3 g
Absorção ($AA\%$)	6,10%
Área bruta (A_{bruta})	551,27 cm ²
Área líquida ($A_{líquida}$)	301,78 cm ²
$A_{líquida}/A_{bruta}$	0,55

Fonte: Elaboração própria.

2.7 Metodologia de ensaio

Os prismas foram instrumentados conforme Figura 1 e na sequência, foram ensaiados conforme a norma ABNT NBR 12118 (2013), submetidos à compressão em uma prensa servo-controlada com velocidade de deformação de 0,015mm/s, modelo Estrutura 1500HDX, com software de aquisição de dados e operação Bluehill® versão 3.13.1260.

Figura 1 – Instrumentação dos prismas



Fonte: Elaboração própria.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados encontrados para o estado fresco e endurecido da argamassa foram examinados e são demonstrados a seguir.

3.1 Estado fresco

Os resultados das propriedades examinadas para o estado fresco, estão demonstrados na Tabela 3.

Tabela 3 – Resumo das propriedades no estado fresco

Argamassa	Índice de consistência (mm)	Retenção de água (%)	Densidade de massa no estado fresco (kg/m ³)	Teor de ar incorporado (%)	Relação água/materiais secos (%)
A	250	91,7	1969	14,4	19,8

Fonte: Os autores

3.2 Estado endurecido

Para os resultados dos ensaios realizados no estado endurecido, os valores estão apresentados na Tabela 4.

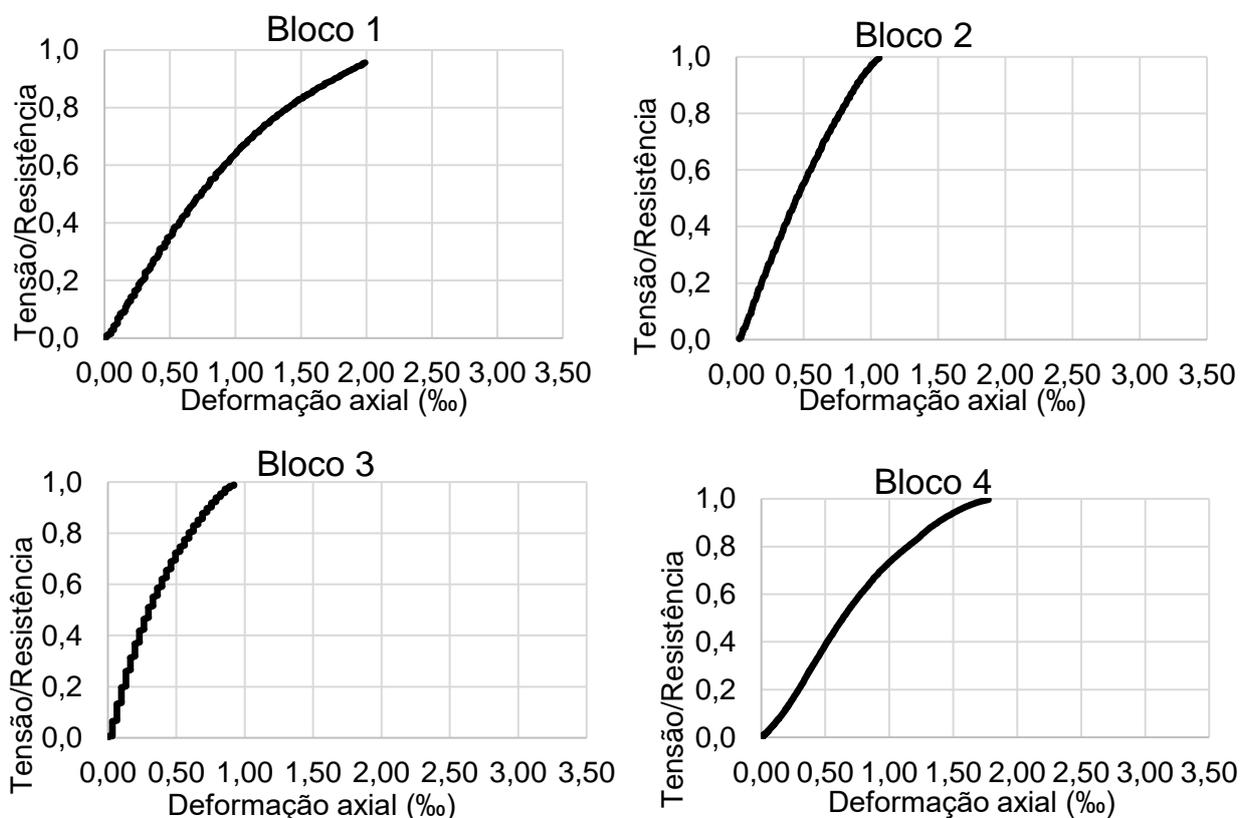
Tabela 4 - Resumo das propriedades no estado endurecido

Argamassa	Resistência à tração na flexão (MPa)	Resistência à compressão axial (MPa)	Densidade de massa (kg/m ³)	Absorção de água (g/cm ²)	Coefficiente de capilaridade (g/dm ² .min ^{1/2})
A	2,9	7,2	1907	1,37	15,41

Fonte: Os autores

O comportamento tensão x deformação dos blocos de concreto utilizados para a moldagem dos prismas foram encontrados e estão demonstrados na Figura 2.

Figura 2 – Comportamento tensão x deformação dos blocos estudados

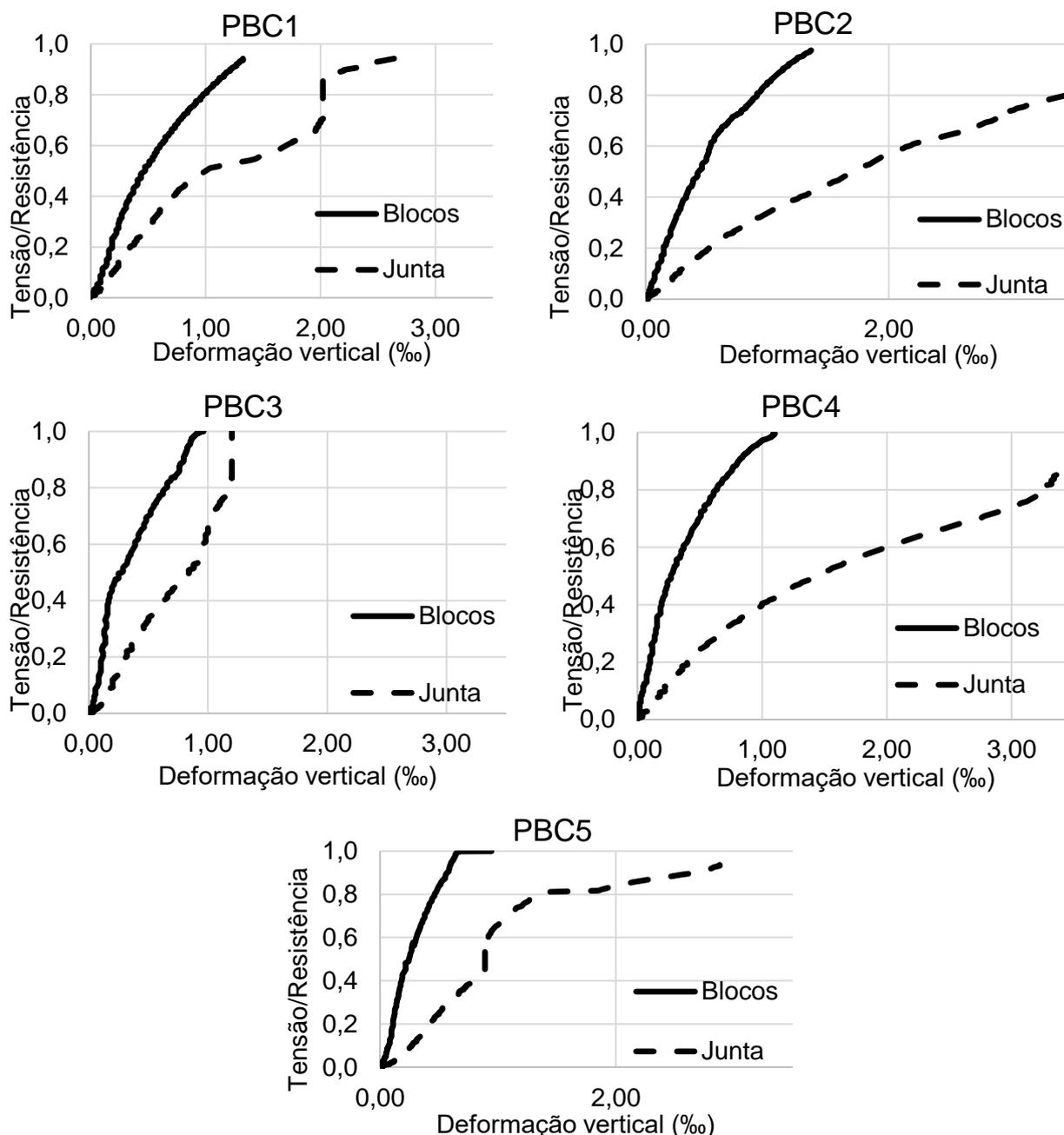


Fonte: Os autores

É possível perceber o comportamento uniforme entre os blocos estudados. Foi possível observar deformações aproximadamente entre 1 ‰ a 2 ‰ em todos os blocos avaliados.

Para o ensaio de nível de tensão x deformação vertical para os prismas de blocos de concreto avaliados (PBC), foram obtidos os resultados apresentados na Figura 3.

Figura 3 – Resultados para a curva tensão x deformação



Fonte: Os autores

Foi possível observar que para a tipologia estudada, a argamassa foi a que governou o comportamento da alvenaria estrutural, tendo em vista que as maiores deformações foram encontradas na junta de argamassa para todos os prismas avaliados. Além disso, foi possível notar que em todas as juntas verticais, para valores de 0,5 na Tensão/resistência de todos os prismas ensaiados, houve uma descontinuidade nas deformações, isso pode ser explicado provavelmente, devido ao esmagamento da argamassa que ocorreu naquele momento, influenciando no comportamento tensão deformação da junta.

4. CONCLUSÕES:

Para a tipologia de prisma avaliada com bloco de parede de concreto com resistência na área bruta de 10,89 MPa e resistência na área líquida de 19,89 MPa e argamassa com resistência característica de 7,2 MPa, notou-se que o modo de ruptura dos prismas ocorreu devido ao esmagamento da junta de argamassa. Esta condição foi observada no comportamento da curva tensão x deformação dos prismas avaliados, onde todos os prismas avaliados apresentaram deformações maiores na junta do que nos blocos.

Diversos autores como Mohamad et al. (2017), Alvarenga et. al (2017) e Machado (2019) notaram este tipo de comportamento para prismas moldados com argamassas com relação $f_a / f_{bk,lq}$ menores que 0,3.

Conclui-se que, para a condição avaliada, a argamassa governará as deformações de paredes de alvenaria estrutural, onde as deformações serão mais acentuadas em regiões da junta de argamassa.

5. REFERÊNCIAS:

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12118**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria — Métodos de ensaio

_____. **NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2005a.

_____. **NBR 13277**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da retenção de água. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13278**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação de densidade de massa e teor de ar incorporado. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13279**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13280**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa aparente no estado endurecido. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 15259**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 16541**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura para a realização de ensaios.

ALVARENGA, R. C. S. S.; NALON, G. H.; FIORESI, L. A. F.; PINTO, M. C.; PEDROTI, L. G.; RIBEIRO, J. C. L. Experimental Evaluation of the Influence of Mortar's Mechanical Properties on the Behavior of Clay Masonry. **Characterization of Minerals, Metals, and Materials**, 671-679. 2017.

DUPIM, R. H. **Resistência residual de compressão de blocos, prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto submetidos à situação de incêndio**. Dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2019.

MACHADO, J. F. **Análise do modo de ruptura e previsão de resistência à compressão de prismas de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos e de concreto**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, 2019.

MOHAMAD, G., FONSECA, F. S., VERMELTFOORT, A. T., MARTENS, D. R. W., & LOURENÇO, P. B. (2017). Strength, behavior, and failure mode of hollow concrete masonry constructed with mortars of different strengths. **Construction and Building Materials**, 134, 489–496. 2017

MOHAMAD, G.; FONSECA, F. S.; VERMELTFOORT, A. T.; MARTENS, D. R. W.; LÜBECK, A. Perda de rigidez da argamassa de assentamento da alvenaria comprimida: resultados preliminares. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, V. 11, N. 7, p. 279-295, 2018.



VI Seminário Regional de Engenharia Estrutural

Universidade de Passo Fundo
21 e 22 de outubro de 2019



AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PRISMAS CERÂMICOS SOB COMPRESSÃO AXIAL

Otoni, Tobias P.¹, Schossler, Rodrigo T.², Mohamad, Gihad³, Neto, Almir B. S. S.⁴, Lübeck, André⁵

¹ Mestrando do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria

² Mestrando do Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria

³ Orientador, Professor Doutor do Curso de pós-graduação em Engenharia Civil

⁴ Coorientador, Professor Doutor do Curso de pós-graduação em Engenharia Civil

⁵ Coorientador, Professor Doutor do Curso de pós-graduação em Engenharia Civil

RESUMO: A avaliação da deformação axial sofrida pelos materiais constituintes da alvenaria estrutural têm sido o foco de pesquisadores no mundo. Diante disso, o objetivo desta pesquisa foi avaliar a deformação axial de prismas cerâmicos moldados com argamassa de traço 1:1:6, em massa, utilizando extensômetros. Este programa permitiu avaliar, através de extensômetros, as deformações sofridas por cada material do conjunto quando submetido a constantes aumento de tensão até a ruptura do conjunto. Os materiais utilizados foram caracterizados de acordo com as normas brasileiras e foram realizados ensaios de argamassa no estado fresco e endurecido. Com este trabalho, foi possível concluir que houve relação entre a resistência da argamassa e do bloco utilizados com as deformações dos materiais avaliadas pelos extensômetros durante o carregamento da amostra.

Palavras-chave: Deformação axial, Prismas cerâmicos, Tensão x deformação.

ABSTRACT: An assessment of the axial deformation suffered by the constituent materials of structural masonry has been the focus of researchers worldwide. With that, the objective of this research was to evaluate the axial deformation of ceramic prisms molded with traces of mortar of 1: 1: 6 measured by mass, using measuring extenders. This program allowed to evaluate, through strain gauges, the deformations suffered by each material when subjected to constant tension increase until the rupture of the set. The materials used were characterized according to Brazilian standards and fresh and hardened mortar tests were made. With this work, it was possible to conclude that the mortar and block resistance is related to the deformations of the materials evaluated by strain gauges during sample loading.

Keywords: Axial deformation, Ceramic prisms, Stress x deformation.

1. INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo onde a parede além da função de vedação exerce ao mesmo tempo função estrutural. As paredes de alvenaria são formadas pela união de diferentes materiais entre os quais têm-se os blocos (cerâmicos, sílico-calcário ou concreto), argamassa e, às vezes, graute. A variabilidade de composição desses materiais aliada às características físicas e geométricas diferentes, impõe certas dificuldades em estabelecer modelos que representem o modo de ruptura da parede (MOHAMAD, 2007).

Mohamad et al. (2017) avaliaram os modos de ruptura de prismas moldados com blocos de concreto oco e três argamassas com diferentes resistências, considerando o comportamento tensão-deformação do bloco e da argamassa. Para todas as situações analisadas, a argamassa comandou a forma de ruptura da alvenaria. Para os prismas moldados utilizando argamassa forte, o modo de ruptura deu-se devido às tensões de tração desenvolvidas no bloco. Para os prismas construídos com duas argamassas fracas, observou-se que à medida que a relação tensão/resistência aumentava, a razão entre os módulos de elasticidade da alvenaria e argamassa diminuíram para proporções de 0,32 e 0,55 para a argamassa fraca e a mais fraca, respectivamente. Para esta situação, a resistência da argamassa não teve grande importância, uma vez que, para ambas as situações os prismas romperam devido ao esmagamento da junta de argamassa. Além disso, os autores concluíram que o uso da tensão-deformação não-linear dos materiais torna-se uma previsão confiável para estimar a resistência à compressão da alvenaria. Alvarenga et. al (2017), observaram o mesmo tipo de comportamento utilizando blocos cerâmicos.

Dessa forma, justifica-se a necessidade desse estudo para correlacionar e entender como as propriedades da argamassa e dos blocos podem influenciar na forma de ruptura da alvenaria, com enfoque principal no fenômeno de esmagamento da junta de assentamento, analisando a curva tensão-deformação dos materiais componentes da alvenaria estrutural diante de diferentes tipologias de blocos e resistências de argamassa.

A partir dessa questão, estudou-se o comportamento da curva tensão x deformação de prismas moldados com blocos estruturais de parede vazada moldados com argamassa de traço 1.1.6, em massa, instrumentados com extensômetros, avaliando as deformações axiais sofridas pelo conjunto sob aumento de níveis de tensão até a ruptura.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Argamassa

Escolheu-se uma argamassa com o objetivo de analisar o comportamento da junta de argamassa frente a diferentes níveis de tensões até a ruptura. Para tal, especificou-se uma argamassa de resistência (f_a) com relação à resistência do bloco na área líquida ($f_{bk,liq}$) de 0,30. A argamassa empregada na moldagem dos prismas avaliados nesse estudo está apresentada na Tabela 1.

Tabela 1 – Descrição da argamassa

Argamassa	Tipo de argamassa
A	Dosada em laboratório no traço de 1:1:6 (cimento:cal:areia, medidos em massa)

Fonte: Os autores

2.2 Procedimentos de preparo da argamassa

Para se avaliar as propriedades físicas e mecânicas da argamassa foram seguidas as normas da ABNT para cada ensaio determinado no estado fresco ou estado endurecido. A argamassa foi preparada em laboratório seguindo os procedimentos de preparo descritos na NBR 16541:2016.

2.3 Ensaio no estado fresco

Os ensaios realizados para caracterização da argamassa no estado fresco foram índice de consistência, retenção de água, densidade de massa e teor de ar incorporado.

2.3.1 Índice de consistência

O índice de consistência das argamassas foi avaliado conforme descrito na NBR 13276 (2016), utilizando a mesa de consistência “flow table” buscando uma consistência ideal de aplicação.

2.3.2 Retenção de água

A retenção de água foi medida segundo os procedimentos da norma NBR 13277 (2005).

2.3.3 Densidade de massa e teor de ar incorporado

A densidade de massa e o teor de ar incorporado foram determinados através da NBR 13278 (2005).

2.4 Ensaio no estado endurecido

Os ensaios realizados para caracterização das argamassas no estado endurecido foram resistência à tração na flexão e à compressão, densidade de massa, absorção de água e coeficiente de capilaridade.

2.4.1 Resistência à tração na flexão

A resistência à tração na flexão foi avaliada de acordo com a NBR 13279 (2005). Os corpos de prova foram armazenados em laboratório com temperatura do ar de $(23 \pm 2)^{\circ}\text{C}$ e umidade relativa do ar de $(60 \pm 5)\%$. Os corpos de prova foram desmoldados após 48h e os ensaios foram realizados aos 28 dias de idade.

2.4.2 Resistência à compressão axial

Realizou-se a caracterização de acordo com os procedimentos da NBR 13279 (2005), com as metades dos corpos de prova submetidos à tração na flexão. Os ensaios foram realizados aos 28 dias de idade.

2.4.3 Densidade de massa

O ensaio de densidade de massa no estado endurecido segue a normativa NBR 13280 (2005), representando a relação entre a massa e o volume aparente da argamassa.

2.4.5 Absorção de água por capilaridade e coeficiente de capilaridade

O ensaio segue as normativas da NBR 15259 (2005). Através de relações matemáticas, obtém-se a absorção de água em g/cm^2 e coeficiente de capilaridade em $\text{g}/\text{dm}^2 \cdot \text{min}^{1/2}$.

2.5 Água

A água utilizada na moldagem dos corpos de prova e necessária para todos os ensaios é proveniente da rede de abastecimento da cidade fornecida pela concessionária local.

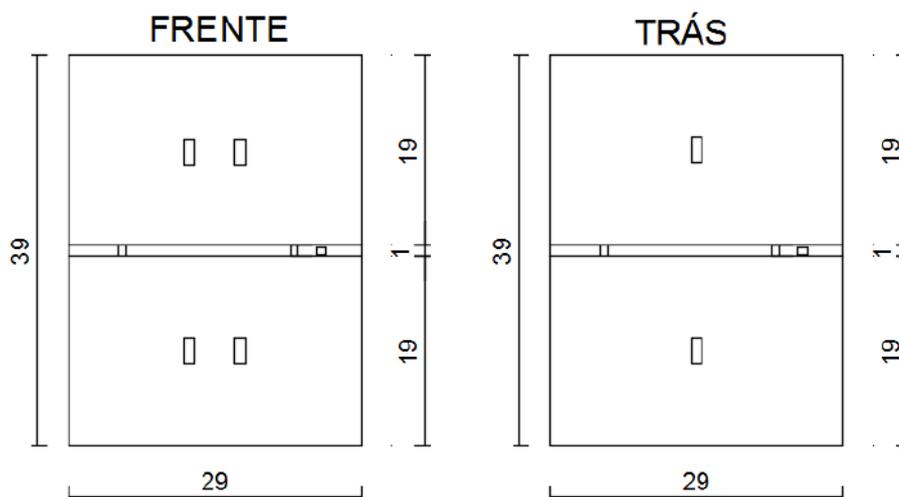
2.6 Bloco estrutural

Para este estudo, foi selecionado bloco cerâmico de parede vazada (PV) com dimensões de 14x19x29 cm, resistência nominal de 7 MPa e resistência característica na área líquida de 25 MPa por ser de ampla utilização na região de Santa Maria.

2.7 Metodologia de ensaio

A instrumentação dos prismas avaliados deu-se conforme Figura 1, onde foram colados Strain Gauges em ambas faces do prisma, na posição mostrada na imagem. O ensaio de resistência à compressão axial foi realizado em uma prensa servo-controlada com velocidade de deformação de 0,015mm/s, modelo Estrutura 1500HDX, com software de aquisição de dados e operação Bluehill® versão 3.13.1260.

Figura 1 – Posicionamento dos extensômetros nos prismas avaliados.



Fonte: Autores

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos para a argamassa, blocos e prismas foram analisados e encontram-se apresentados a seguir, separados em dois itens: estado fresco e estado endurecido.

3.1 Estado fresco

Para o estado fresco, os resultados das propriedades analisadas estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Resumo das propriedades no estado fresco

Argamassa	Índice de consistência (mm)	Retenção de água (%)	Densidade de massa no estado fresco (kg/m ³)	Teor de ar incorporado (%)	Relação água/materiais secos (%)
A	250	91,7	1969	14,4	19,8

Fonte: Os autores

3.2 Estado endurecido

A Tabela 3 apresenta os resultados dos ensaios realizados no estado endurecido.

Tabela 3 - Resumo das propriedades no estado endurecido

Argamassa	Resistência à tração na flexão (MPa)	Resistência à compressão axial (MPa)	Densidade de massa (kg/m ³)	Absorção de água (g/cm ²)	Coefficiente de capilaridade (g/dm ² .min ^{1/2})
A	2,9	7,2	1907	1,37	15,41

Fonte: Os autores

Para a determinação das características dimensionais do bloco cerâmico, seguiu-se as recomendações das partes 2 e 3 da ABNT NBR 15270 (2017). Além das propriedades dimensionais, foram realizados os ensaios de determinação de área bruta, área líquida e índice de absorção de água (AA). Na Tabela 4, apresentam-se as principais propriedades do bloco avaliadas.

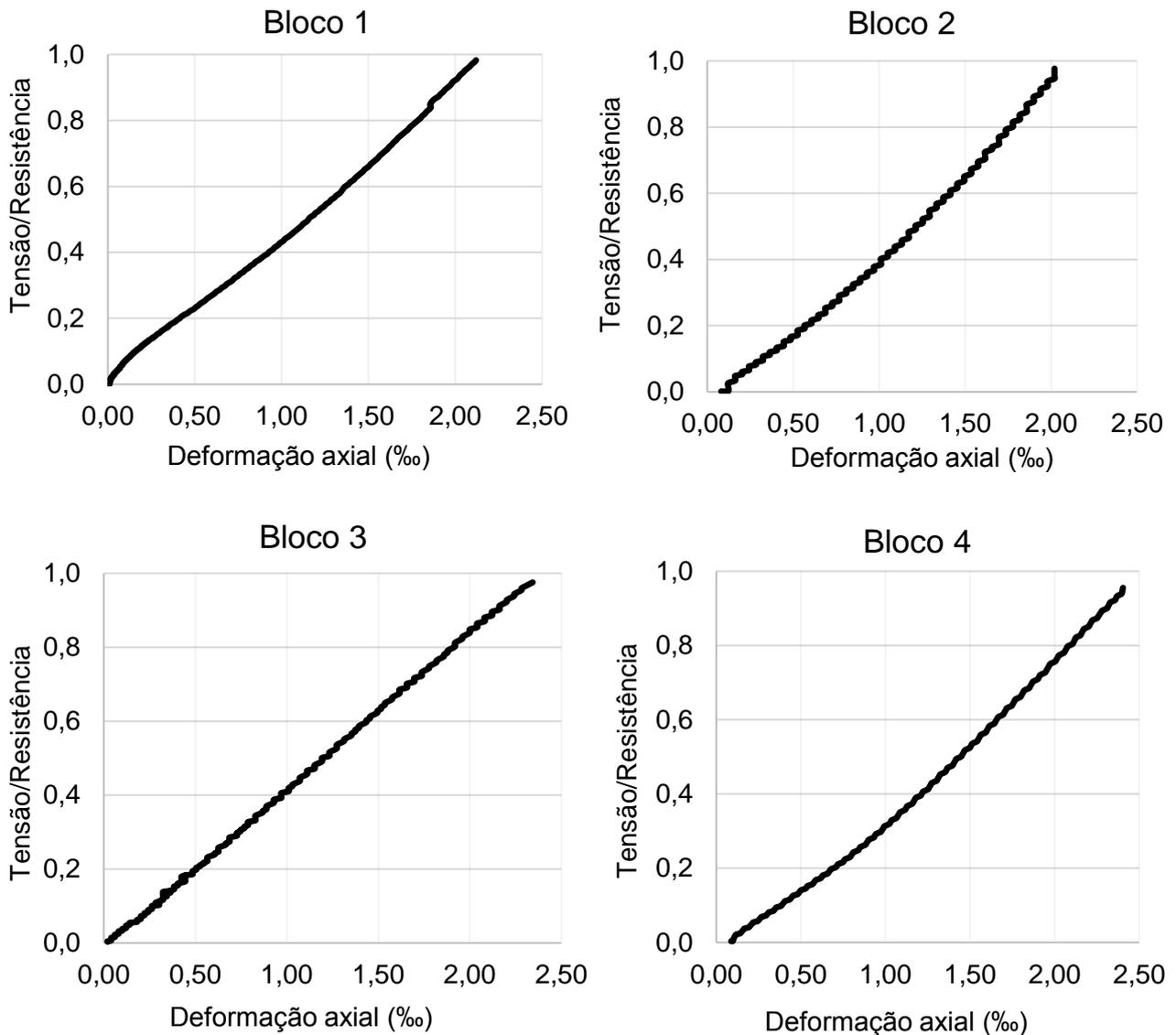
Tabela 4 – Características físicas e mecânicas do bloco.

Propriedades	PV
Resistência Nominal	7 MPa
Massa seca (M_{seca})	5894 g
Absorção (AA%)	10,21%
Área bruta (A_{bruta})	404,89 cm ²
Área líquida ($A_{líquida}$)	159,34 cm ²
$A_{líquida}/A_{bruta}$	0,39
Índice de absorção (%)	10,21
Resistência na Área Bruta ($f_{bk,bru}$)	9,84 MPa
Resistência na Área Líquida ($f_{bk,líq}$)	25 MPa

Fonte: Os autores

Avaliou-se o comportamento tensão x deformação dos blocos de parede vazada utilizados para a moldagem dos prismas, obtendo-se um comportamento uniforme entre os blocos estudados, conforme Figura 2.

Figura 2 – Comportamento tensão x deformação dos blocos estudados.

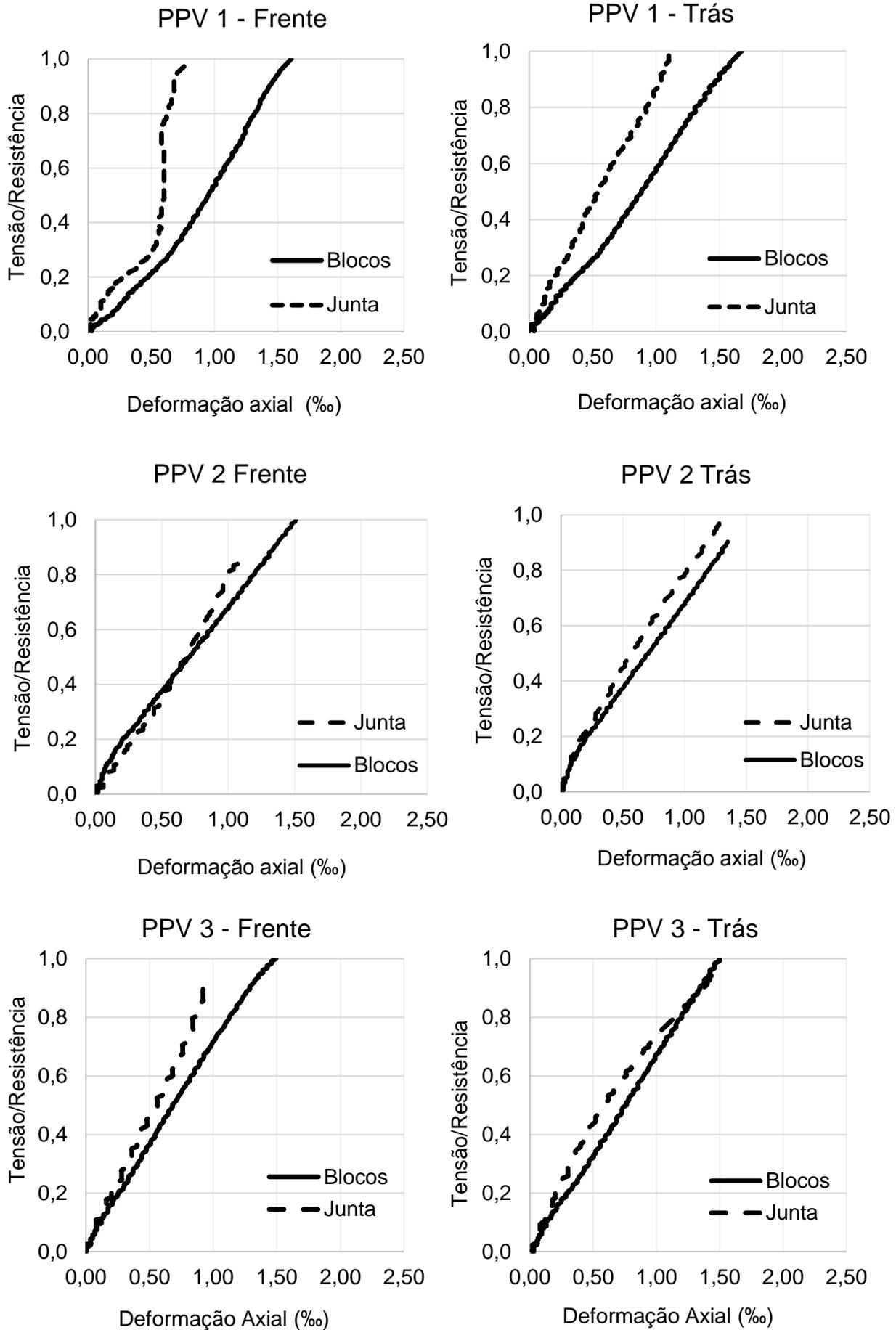


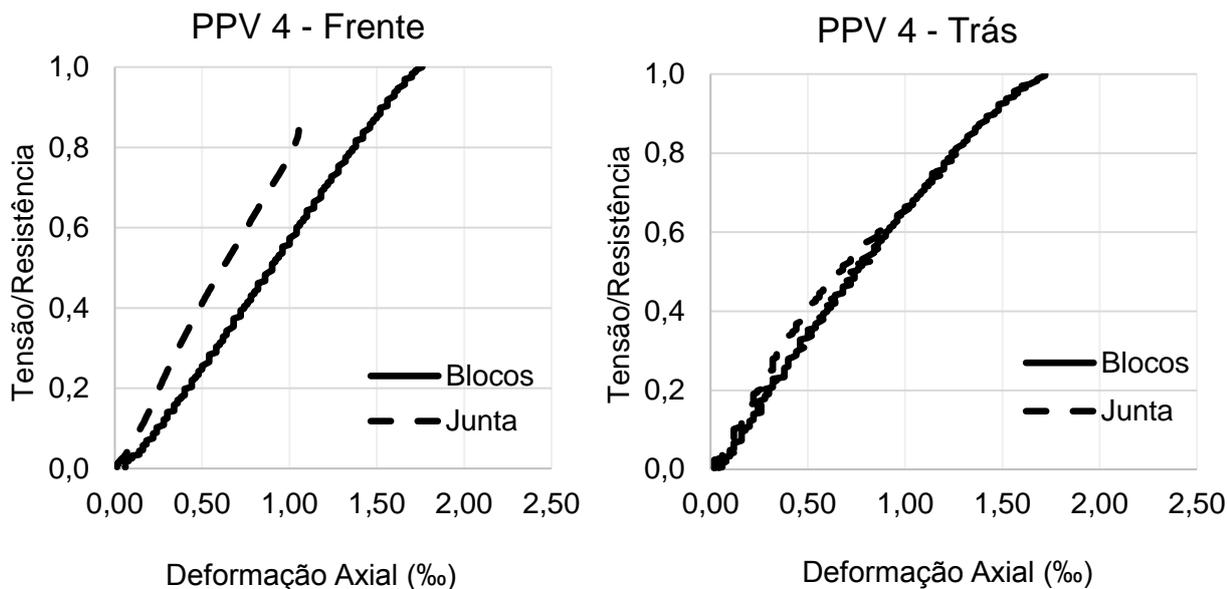
Fonte: Os autores

Constatou-se que as deformações observadas para os blocos avaliados estiveram entre 2,5 ‰ a 3 ‰, apresentando um comportamento uniforme e linear entre as espécies avaliadas.

Para a avaliação de nível de tensão x deformação axial para os prismas de parede vazada (PPV) estudados, obteve-se os resultados apresentados na Figura 3, onde estão demonstrados o comportamento de cada uma das duas faces do prisma avaliado.

Figura 3 – Resultados para a curva tensão x deformação dos prismas avaliados





Fonte: Os autores

Observou-se que, para a tipologia estudada, a argamassa sofreu menores deformações. Tal comportamento, pode ser explicado pelo aumento da rigidez da argamassa utilizada na junta devido ao efeito de confinamento da mesma e perda de água da argamassa para os blocos cerâmicos.

4. CONCLUSÕES

Para a tipologia de prisma avaliada com bloco de parede vazada com resistência característica na área líquida de 25 MPa e argamassa com resistência característica de 7,2 MPa, observou-se que as maiores deformações foram observadas nos blocos.

Acredita-se que o comportamento observado nas deformações medidas pelos extensômetros, deve-se pela alta taxa de absorção do bloco, aliado ao fato do confinamento da argamassa, o que proporcionou um aumento da rigidez da argamassa utilizada. E, assim consequentemente proporcionando menores deformações para a mesma.

Conclui-se que, para a condição avaliada, a argamassa governará as deformações de paredes de alvenaria estrutural, onde as deformações serão mais acentuadas nos blocos que se tornam menos rígidos do que a argamassa.

REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2005a.

_____. **NBR 13277**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da retenção de água. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13278**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação de densidade de massa e teor de ar incorporado. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13279**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13280**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa aparente no estado endurecido. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 14082**: Argamassa colante industrializada para assentamento de placas cerâmicas – Execução do substrato-padrão e aplicação de argamassa para ensaios. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 15258**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – determinação da resistência potencial de aderência à tração. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 15259**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade. Rio de Janeiro, 2005.

ALVARENGA, R. C. S. S.; NALON, G. H.; FIORESI, L. A. F.; PINTO, M. C.; PEDROTI, L. G.; RIBEIRO, J. C. L. Experimental Evaluation of the Influence of Mortar's Mechanical Properties on the Behavior of Clay Masonry. **Characterization of Minerals, Metals, and Materials**, 671-679. 2017.

Machado, J. F. **Análise do modo de ruptura e previsão de resistência à compressão de prismas de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos e de concreto**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil, 2019.

MOHAMAD, G. **Mechanism failure of concrete block masonry under compression**. Tese de doutorado. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2007.

MOHAMAD, G., FONSECA, F. S., VERMELTFOORT, A. T., MARTENS, D. R. W., & LOURENÇO, P. B. (2017). Strength, behavior, and failure mode of hollow concrete masonry constructed with mortars of different strengths. **Construction and Building Materials**, 134, 489–496. 2017

MOHAMAD, G.; FONSECA, F. S.; VERMELTFOORT, A. T.; MARTENS, D. R. W.; LÜBECK, A. Perda de rigidez da argamassa de assentamento da alvenaria comprimida: resultados preliminares. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, V. 11, N. 7, p. 279-295, 2018.

Keyword Index

ABNT NBR 6123:1988	98
Agregado Reciclado	82
alvenaria estrutural	167
ANSYS Mechanical APDL	128
ASCE-7-16	98
Autodesk	82
Avaliação	16
Ações do Vento	114
Busca Harmônica	90
Chassi	122
Coberturas em quatro águas	114
Coefficientes de pressão externa	114
Concreto Armado	60
Concreto armado	16
Concreto Estrutural	82
CONCRETO PROTENDIDO	74
Deformação axial	175
Deformações	82
Diagonal Equivalente	60
Dinâmica estrutural	106
Edifício	152
Elementos Finitos	160
elementos finitos.	24
estabilidade elástica	24
Estrutura	122
Estruturas metálicas	53
Eurocode 2010	98
experimento	1
extensometers	167
Extensometria	1
extensômetros	167
Failure mode	167
Fator de exposição	98
Ferramenta educacional	38
FLEXÃO EM VIGA	74
fluxogramas de cálculo	144
Frequência natural	106
fuzzy	8

INCREMENTO DE RIGIDEZ	74
indústria metalmecânica	8
Instabilidade lateral	32
inteligência artificial	8
JavaScript	38
Key-words:	167
Lajes Mistas	144
Ligações	53
light steel framing	46
Linha de influência	38
Medições experimentais	106
MEF	128
Minimização de Custo.	136
Modo de ruptura	167
Método de elementos finitos	128
Método de Ritz	160
Método dos elementos finitos	32
Método dos Elementos Finitos	53, 60
NBCC:2005	98
NBR 15307	16
Offset	152
Otimização	68, 90, 122
Otimização Estrutural.	136
Palavras-chave:	167
perfis de aço	46
perfis formados a frio	24
Perfis Metálicos	68
Perfis Tubulares.	136
Pilares.	136
Pontes	38
Pressão dinâmica	98
Pressão Dinâmica	114
Prismas cerâmicos	175
Programa	90
Programação	160
Protensão	53
Relações Dimensionais.	68
Requisitos normativos	152
Robot	82

sistema construtivo	46
Smartphones	106
Solver.	136
Steel Deck	144
structural masonry	167
Superestrutura	16
Tensão x deformação.	175
tensões	1
Treliças Planas	90
Trem-tipo	38
Viaduto	16
Vigas	128
Vigas alveolares de aço	32

Author Index

Aline dos Reis, Katiane	114
Balz, Andréia	82
Bianchi, Pollyanna	136
Bordignon, Rodrigo	53, 60
Boscardin, Juliana Triches	68
Bresolin, Jéssica Maria	106
Brinkhus, Raquel Naile	122
Busato Ramires, Fernando	128, 144
Castelli Sasso, Felipe	24
Chamberlain Pravia, Zacarias	53
Chamberlain Pravia, Zacarias Martin	16
Chimento, Wesley	68
Claro Pedrozo, Éder	82
da Cruz, Jennifer Pereira	38
da Silva, Gediel	82
Dalmas Braido, Jorge	16
de Oliveira Pol, William	98
de Oliveira, Charles Jaster	38
Dutra dos Santos Neto, Djalmo	114
Endres, João	152
Fabeane, Ricardo	68
Ferreira, Charles Henrique	38
Fleith de Medeiros, Guilherme	90
Fracaro Dos Santos, Renan	82
Gasparetto, Angélica	136
Hoose, Anderson	8
Huppés, Fábio	152
Huppés, Fábio Augusto Henkes	160
Kaminski Junior, João	53, 60
Kripka, Moacir	8, 136
Kummer de Andrade, Rafaela	53
Lauerma, Dainara	74
Lubeck, André	167
Luiz Tres Junior, Fernando	90
Lübeck, André	175

Martin Chamberlain Pravia, Zacarias	24, 32, 128
Martofel, Glaucia Karina	1
Mioto Cerezoli, Douglas	46
Miotto da Silva, Camila	144
Moacyr Sisniegas Alva, Gerson	60
Mohamad, Gihad	167, 175
Monteiro, Catarina	32
Neto, Almir	167, 175
O. Rigão, Alessandro	53
Onofre Rigão, Alessandro	60
Otoni, Tobias	167, 175
Portela, Vinnicius	122
Pravia, Zacarias Chamberlain	160
Pravia, Zacarias Martin Chamberlain	106
Ramires, Fernando Busato	160
Roehrig, Daniela	122
Scheidmandel, Nilo Alberto	122
Schossler, Rodrigo	167, 175
Silvani Novello, Marinês	46, 98, 114
Souza, Tatiane Carmen	1
Terbeck, Nicholas Gabriel	38
Teston Santini, Ândrey	128
Tremarin, Ronaldo	1
Vier, Lucas	152
Vier, Lucas Carvalho	160
Vinhaga, Leonardo	46
Zaltron, Rafael	152