

Engenharia de Construção Civil e Urbana

Franciele Braga Machado Tullio
(Organizadora)



Engenharia de Construção Civil e Urbana

Franciele Braga Machado Tullio
(Organizadora)



Atena
Editora

Ano 2019

2019 by Atena Editora
Copyright © Atena Editora
Copyright do Texto © 2019 Os Autores
Copyright da Edição © 2019 Atena Editora
Editora Chefe: Profª Drª Antonella Carvalho de Oliveira
Diagramação: Lorena Prestes
Edição de Arte: Lorena Prestes
Revisão: Os Autores



Todo o conteúdo deste livro está licenciado sob uma Licença de Atribuição Creative Commons. Atribuição 4.0 Internacional (CC BY 4.0).

O conteúdo dos artigos e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores. Permitido o download da obra e o compartilhamento desde que sejam atribuídos créditos aos autores, mas sem a possibilidade de alterá-la de nenhuma forma ou utilizá-la para fins comerciais.

Conselho Editorial

Ciências Humanas e Sociais Aplicadas

Profª Drª Adriana Demite Stephani – Universidade Federal do Tocantins
Prof. Dr. Álvaro Augusto de Borba Barreto – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Alexandre Jose Schumacher – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso
Prof. Dr. Antonio Carlos Frasson – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Prof. Dr. Antonio Gasparetto Júnior – Instituto Federal do Sudeste de Minas Gerais
Prof. Dr. Antonio Isidro-Filho – Universidade de Brasília
Prof. Dr. Constantino Ribeiro de Oliveira Junior – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Cristina Gaio – Universidade de Lisboa
Prof. Dr. Deyvison de Lima Oliveira – Universidade Federal de Rondônia
Prof. Dr. Edvaldo Antunes de Faria – Universidade Estácio de Sá
Prof. Dr. Eloi Martins Senhora – Universidade Federal de Roraima
Prof. Dr. Fabiano Tadeu Grazioli – Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões
Prof. Dr. Gilmei Fleck – Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Profª Drª Ivone Goulart Lopes – Istituto Internazionele delle Figlie de Maria Ausiliatrice
Prof. Dr. Julio Candido de Meirelles Junior – Universidade Federal Fluminense
Profª Drª Keyla Christina Almeida Portela – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso
Profª Drª Lina Maria Gonçalves – Universidade Federal do Tocantins
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Marcelo Pereira da Silva – Universidade Federal do Maranhão
Profª Drª Miranilde Oliveira Neves – Instituto de Educação, Ciência e Tecnologia do Pará
Profª Drª Paola Andressa Scortegagna – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Rita de Cássia da Silva Oliveira – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Sandra Regina Gardacho Pietrobom – Universidade Estadual do Centro-Oeste
Profª Drª Sheila Marta Carregosa Rocha – Universidade do Estado da Bahia
Prof. Dr. Rui Maia Diamantino – Universidade Salvador
Prof. Dr. Urandi João Rodrigues Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Profª Drª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. Willian Douglas Guilherme – Universidade Federal do Tocantins

Ciências Agrárias e Multidisciplinar

Prof. Dr. Alexandre Igor Azevedo Pereira – Instituto Federal Goiano
Prof. Dr. Antonio Pasqualetto – Pontifícia Universidade Católica de Goiás
Profª Drª Daiane Garabeli Trojan – Universidade Norte do Paraná
Profª Drª Diocléa Almeida Seabra Silva – Universidade Federal Rural da Amazônia
Prof. Dr. Écio Souza Diniz – Universidade Federal de Viçosa
Prof. Dr. Fábio Steiner – Universidade Estadual de Mato Grosso do Sul
Profª Drª Girlene Santos de Souza – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Prof. Dr. Jorge González Aguilera – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Prof. Dr. Júlio César Ribeiro – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Profª Drª Raissa Rachel Salustriano da Silva Matos – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Ronilson Freitas de Souza – Universidade do Estado do Pará
Prof. Dr. Valdemar Antonio Paffaro Junior – Universidade Federal de Alfenas

Ciências Biológicas e da Saúde

Prof. Dr. Benedito Rodrigues da Silva Neto – Universidade Federal de Goiás
Prof. Dr. Edson da Silva – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
Profª Drª Elane Schwinden Prudêncio – Universidade Federal de Santa Catarina
Prof. Dr. Gianfábio Pimentel Franco – Universidade Federal de Santa Maria
Prof. Dr. José Max Barbosa de Oliveira Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Profª Drª Magnólia de Araújo Campos – Universidade Federal de Campina Grande
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Profª Drª Vanessa Lima Gonçalves – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande

Ciências Exatas e da Terra e Engenharias

Prof. Dr. Adélio Alcino Sampaio Castro Machado – Universidade do Porto
Prof. Dr. Alexandre Leite dos Santos Silva – Universidade Federal do Piauí
Profª Drª Carmen Lúcia Voigt – Universidade Norte do Paraná
Prof. Dr. Eloi Rufato Junior – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará
Prof. Dr. Juliano Carlo Rufino de Freitas – Universidade Federal de Campina Grande
Profª Drª Neiva Maria de Almeida – Universidade Federal da Paraíba
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) (eDOC BRASIL, Belo Horizonte/MG)	
E57	Engenharia de construção civil e urbana [recurso eletrônico] / Organizadora Franciele Braga Machado Tullio. – Ponta Grossa, PR: Atena Editora, 2019. Formato: PDF Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader. Modo de acesso: World Wide Web. Inclui bibliografia ISBN 978-85-7247-852-6 DOI 10.22533/at.ed.526191912 1. Construção civil – Brasil. 2. Engenharia civil. I. Tullio, Franciele Braga Machado. CDD 624
Elaborado por Maurício Amormino Júnior – CRB6/2422	

Atena Editora
Ponta Grossa – Paraná - Brasil
www.atenaeditora.com.br
contato@atenaeditora.com.br

APRESENTAÇÃO

A obra “Engenharia de Construção Civil e Urbana” contempla dezoito capítulos com abordagens sobre as mais recentes pesquisas relacionadas a construção civil e modificação do ambiente urbano. A utilização de novas tecnologias, desenvolvimento de novos materiais promovem um avanço na construção civil, permitindo a execução de novas construções, promovendo a reutilização de diversos materiais que antes eram descartados. O uso de ferramentas computacionais permite um maior controle e gerenciamento de obras, proporcionando uma melhor compatibilização de projetos, e evitando diversos problemas na sua execução. Existem aplicativos que permitem realizar o dimensionamento de diversos elementos, contribuindo para a agilidade na execução de projetos. O estudo sobre o comportamento de materiais utilizados na construção civil permite o desenvolvimento de novas soluções, bem como o aprimoramento de sistemas construtivos existentes, proporcionando maior qualidade, eficiência e segurança às obras. A utilização de resíduos de construção e desenvolvimento de materiais, têm sido amplamente utilizados e além de gerar novas soluções, resulta em benefícios ao meio ambiente. Da mesma forma, o uso da eficiência energética também tem sido utilizado em busca de soluções sustentáveis. Ante ao exposto, esperamos que esta obra proporcione ao leitor uma leitura agradável e traga conhecimento técnico, contribuindo para uma reflexão sobre os impactos que as pesquisas geram na engenharia de construção civil e urbana, e que seu uso possa trazer benefícios a sociedade.

Franciele Braga Machado Tullio

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
DESENVOLVIMENTO DE UM ALGORITMO EM LINGUAGEM PYTHON PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS UTILIZANDO O MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS	
Amanda Isabela de Campos	
DOI 10.22533/at.ed.5261919121	
CAPÍTULO 2	16
IMPLANTAÇÃO DO BIM EM UMA EMPRESA DE PEQUENO PORTE – ESTUDO DE CASO EM UMA EMPRESA JÚNIOR	
Rafael Braida Ribeiro	
Maurício Leonardo Aguilar. Molina	
DOI 10.22533/at.ed.5261919122	
CAPÍTULO 3	28
VARIAÇÃO DE CALOR EM UMA PLACA: ANÁLISE EXPERIMENTAL E SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS	
Fábio Gaspar Santos Júnior	
Ana Carolina Carius	
Mariana Anastácia de Oliveira	
DOI 10.22533/at.ed.5261919123	
CAPÍTULO 4	40
UTILIZAÇÃO DA METODOLOGIA BIM PARA ELABORAÇÃO E EXECUÇÃO DE PROJETOS NA CIDADE DE ALFENAS-MG	
Leonardo Avelar Pereira	
Laísa Cristina Carvalho	
Iago Bernardes dos Santos	
DOI 10.22533/at.ed.5261919124	
CAPÍTULO 5	56
APLICATIVOS DE SMARTPHONE COMO FERRAMENTA PARA O GERENCIAMENTO DE OBRAS	
Francisco Diego Bezerra Soares	
Guilherme Álvaro Rodrigues Maia Esmeraldo	
DOI 10.22533/at.ed.5261919125	
CAPÍTULO 6	69
A ABORDAGEM <i>DESIGN THINKING</i> NO CURSO DE ENGENHARIA: UMA EXPERIÊNCIA NO DESAFIO DE CRIAR E INOVAR NA COMPLEXIDADE DO ENSINO E APRENDIZAGEM DA DISCIPLINA DE CÁLCULO DIFERENCIAL E INTEGRAL	
Gilselene Garcia Guimarães	
DOI 10.22533/at.ed.5261919126	
CAPÍTULO 7	86
INFLUÊNCIA DA COLAGEM DE LAMINADOS DE POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRA DE VIDRO (PRFV) NO REFORÇO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO	
Juliana Penélope Caldeira Soares	
Nara Villanova Menon	
DOI 10.22533/at.ed.5261919127	

CAPÍTULO 8	101
MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO: UM ESTUDO SEMI PROBABILÍSTICO E SEUS DESDOBRAMENTOS	
Ana Carolina Carius	
Leonardo de Souza Corrêa	
Vinícius Costa Furtado da Rosa	
Alex Justen Teixeira	
DOI 10.22533/at.ed.5261919128	
CAPÍTULO 9	115
STUDY OF THE DURABILITY OF COMPOSITES OF EUCALYPTUS CELLULOSE FIBER STERIFIED FOR CEMENT MATRIX REINFORCEMENT	
Laís Fernanda dos Santos Marques	
Leila Aparecida de Castro Motta	
Rondinele Alberto dos Reis Ferreira	
DOI 10.22533/at.ed.5261919129	
CAPÍTULO 10	121
CONTROLE TECNOLÓGICO DA ARGAMASSA POR MEIO DE ENSAIOS DESTRUTIVOS E NÃO DESTRUTIVOS: UMA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
Amanda Regina de Souza Macedo	
David Edson Macedo Palhares	
Ariadne de Souza e Silva	
Rafael Alexandre Raimundo	
Cleber da Silva Lourenço	
Ruan da Silva Landolfo	
Uilame Umbelino Gomes	
DOI 10.22533/at.ed.52619191210	
CAPÍTULO 11	132
A IMPORTÂNCIA DO EMPREGO DE MATERIAIS RETARDANTES AO FOGO NAS GALERIAS COMERCIAIS DA CIDADE DE JUIZ DE FORA	
Jenifer Pungirum Quaglio	
Maria Teresa Barbosa	
Wendell Albuquerque	
DOI 10.22533/at.ed.52619191211	
CAPÍTULO 12	149
CONTRIBUIÇÕES PARA A UTILIZAÇÃO DE ENERGIA GEOTÉRMICA NO BRASIL	
Adriana Coelho Vieira	
Brunno Daibert Andrès	
Luis M. Ferreira Gomes	
Peter Kallberg	
DOI 10.22533/at.ed.52619191212	
CAPÍTULO 13	166
ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO SIMPLES COM ADIÇÃO DE CINZA DE CANA-DE-AÇÚCAR	
Ítalo Diego e silva morais	
Ariele Rebeca Martins ribeiro	
Francisco Willian Policarpo de Albuquerque	
Walber Alves Freitas	
Francisca Lucivania policarpo de Albuquerque	
DOI 10.22533/at.ed.52619191213	

CAPÍTULO 14	177
ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA DA IMPLANTAÇÃO DE USINA RECICLADORA DE RESÍDUOS DE CONCRETO NA INDÚSTRIA DE PRÉ-MOLDADOS: UM ESTUDO DE CASO NA CIDADE DE MOSSORÓ/RN	
Adeirton Gois de Lima	
Francisco Herikleptom Mariano da Costa	
Lucas Allan Saldanha dos Santos	
Hannah Lerissa Hydaradaya Moura Santos de Farias	
DOI 10.22533/at.ed.52619191214	
CAPÍTULO 15	188
COMPORTAMENTO DE BLOCOS DE TRANSIÇÃO COM PERFIL METÁLICO <i>Behavior of steel pile cap</i>	
Rodrigo Gustavo Delalibera	
Marcell Godoi Sivelli	
José Samuel Giongo	
DOI 10.22533/at.ed.52619191215	
CAPÍTULO 16	206
ESTUDO COMPARATIVO DA ASSOCIAÇÃO DE MEMBROS DE TRELIÇAS ISOSTÁTICAS	
Francisca Ires Vieira de Melo	
Leonardo Henrique Borges de Oliveira	
Layane Silva de Amorim	
Lourena Barbosa Cavalcante Paiva	
Sara Fernandes Rocha	
DOI 10.22533/at.ed.52619191216	
CAPÍTULO 17	225
FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS ALTOS SEGUNDO DUAS VERSÕES: A SUGERIDA PELA NBR 6123/1988 E OUTRA SIMPLIFICADA	
Marcus Vinicius Paula de Lima	
Nara Villanova Menon	
Maicon de Freitas Arcine	
Juliana Penélope Caldeira Soares	
DOI 10.22533/at.ed.52619191217	
CAPÍTULO 18	240
COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO SUBMETIDOS À COMPRESSÃO DE ACORDO COM A NBR 14762:2010	
Amanda Isabela de Campos	
DOI 10.22533/at.ed.52619191218	
SOBRE A ORGANIZADORA	260
ÍNDICE REMISSIVO	261

ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA DA IMPLANTAÇÃO DE USINA RECICLADORA DE RESÍDUOS DE CONCRETO NA INDÚSTRIA DE PRÉ-MOLDADOS: UM ESTUDO DE CASO NA CIDADE DE MOSSORÓ/RN

Adeirton Gois de Lima

Universidade Potiguar

Mossoró – Rio Grande do Norte

Francisco Herikleptom Mariano da Costa

Universidade Potiguar

Mossoró – Rio Grande do Norte

Lucas Allan Saldanha dos Santos

Universidade Potiguar

Mossoró – Rio Grande do Norte

Hannah Lerissa Hydaradaya Moura Santos de Farias

Universidade Potiguar

Mossoró – Rio Grande do Norte

RESUMO: A engenharia civil vem modificando-se com o passar dos anos, para que esteja ganhando melhorias e progredindo em seus diversos setores. Atualmente os pré-moldados de concreto no ramo da construção civil, ganhou maior utilização, decorrente de sua maior durabilidade, alta resistência, rapidez de execução, elevada precisão dimensional, além de promover uma diminuição na geração de resíduos. Apesar dos grandes avanços, essa indústria ainda se apresenta como um dos segmentos mais críticos no que se refere aos impactos ambientais, sendo considerada a principal geradora de resíduos sólidos da sociedade, o que decorre da má gestão dos mesmos que obtém como consequência o

desencadeamento de diversos problemas relacionados ao meio ambiente. Para diminuir o impacto ambiental pela geração de resíduos, foi sugerido uma análise econômica para a implementação de uma usina recicladora de concreto na indústria de pré-moldados em Mossoró, utilizando o método de *Payback* para chegar ao resultado da mesma, obtendo resultado positivo considerando o tempo máximo de 5 anos para retorno de investimento levando-se em conta a reciclagem do volume total de resíduos produzidos pelas três empresas participantes do estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto, Reciclagem, *Payback*, Viabilidade, Sustentabilidade.

ANALYSIS OF THE ECONOMIC VIABILITY OF THE IMPLANTATION OF A RECYCLING PLANT OF WASTE OF CONCRETE IN THE PRE-MOLDED INDUSTRY: A CASE STUDY IN MOSSORÓ/RN

ABSTRACT: Civil engineering has been modified over the years, in order to gain improvements and to progress in its many sectors. Nowadays, the pre-moldeds of concrete in the field of civil construction have gained more use, because of their greater durability, high resistance, speed of execution, high dimensional accuracy, besides promoting a decrease in the production of waste. Despite the great advances, that industry is still presented as one of the most critical regarding

environmental impacts, being considered the main generator of solid waste of society, which is due to the bad management of it, which obtains as consequence the triggering of many environmental related problems. In order to decrease the environmental impact caused by the generation of waste, an economic analysis for the implementation of a recycling plant of concrete in the industry of pre-moldeds in Mossoró has been suggested, using the Payback method to reach its result, obtaining a positive result if considering the maximum time of 5 years for return on investment taking into account the recycling of the total volume of waste produced by the three companies of the study. **KEYWORDS:** Concrete, Recycling, Payback, Viability, Sustainability.

1 | INTRODUÇÃO

Este presente trabalho retratará um estudo de caso acerca da viabilidade econômica da implementação de uma recicladora de resíduos de concreto oriundos da indústria de pré-moldados de Mossoró, cujo objetivo principal está relacionado a preservação ambiental, viabilidade econômica e sustentabilidade empresarial.

Ao decorrer do tempo a extração das matérias primas naturais vem aumentando, é estimado que no Brasil têm se extraído 10 toneladas por habitante anualmente. Tendo a possibilidade de chegar a algo em torno de 80 toneladas/hab. Ano em outros países. Como consequência dessa extração desenfreada alguns tipos de matérias primas estão se tornando escassas (AGOPYAN e JOHN, 2011; VIANA ET al, 2017).

Ocasionalmente assim, uma preocupação acerca do tema e a necessidade de propostas para mudar a então realidade, de forma que, a indústria proporcione maneiras viáveis de preservação ambiental e reutilização de matéria prima, o que não se difere do segmento referente a construção civil.

Dessa forma, como o concreto trata-se de um material reciclável, é possível a ampla reutilização dos resíduos do mesmo, prolongando sua vida útil, não comprometendo a qualidade de reutilização. O que reflete conseqüentemente na diminuição de extração de matéria prima do meio.

2 | REFERENCIAL TEÓRICO

Neste tópico iremos abordar conceitos e normas de acordo com a literatura em relação ao tema escolhido, a fim de embasar de forma concisa o referente trabalho.

2.1 Concreto Pré-Moldado

De acordo com a norma NBR 9062 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2017) é definido como estrutura pré-fabricada elementos pré-moldados executados industrialmente, desde em instalações permanentes de empresa destinada para este fim que atende aos requisitos mínimos de mão-de-obra qualificada, como também em instalações

temporárias no canteiro de obra; além disso no recebimento pela empresa a matéria-prima dos elementos pré-fabricados devem ser ensaiadas e testadas previamente à sua utilização.

Por sua vez, o concreto pré-moldado possui características que possibilitam importantes benefícios para a construção, como por exemplo: melhor controle dos componentes pré-moldados, redução do desperdício de matéria prima, diminuição no tempo de construção.

2.2 Sustentabilidade

Atualmente, empresas, de diversas áreas, do mundo buscam meios de produzir agredindo o mínimo possível o meio ambiente, buscando adentrar no tripé da sustentabilidade, visando está adepta aos três setores: ambiental, social e econômico.

Tendo em vista isso, compreende-se por sustentabilidade o método utilizado para restaurar e conservar o equilíbrio entre os ambientes inalterados e modificados e criar estabelecimentos que ratifiquem a dignidade humana e incentivem a igualdade econômica, conforme 'O Conselho Internacional para a Pesquisa e Inovação em Construção' (CIB, 2002).

2.2.1 Selo de Excelência Abcic

A Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (ABCIC, 2018) que representa os fabricantes de estruturas pré-moldadas com foco na pré-fabricação (pré-moldados produzidos industrialmente, de acordo com a ABNT NBR 9062), lançou em 2003 o 'Selo de Excelência Abcic' (ABCIC, 2018), que tem como principal objetivo o compromisso com a construção sustentável ao incentivar os fabricantes do setor de pré-moldados seguirem as normas técnicas da ABNT NBR 9062, além do incentivo a sustentabilidade entrelaçados a NBR ISO 9001 - Sistemas de gestão da qualidade: requisitos (ABNT, 2015) e NBR ISO 14001 – Sistemas de gestão ambiental: requisitos (ABNT, 2015) que enfatizam a gestão de qualidade e ambiental. Levando em conta a - Condições e Meio Ambiente de Trabalho na Indústria da Construção (BRASIL, 18) para critérios de segurança no trabalho

Ao conquistar esse selo a empresa demonstra comprometimento com o mercado sustentável, utilizando a melhor e mais correta maneira os recursos naturais diminuindo diretamente os impactos ambientais.

2.3 Resíduos Sólidos

Ao mesmo tempo em que a construção civil é o ramo encarregado pela implantação de infraestrutura de base como saneamento básico, transporte, dentre outros. Ela também é o setor responsável por uma grande parcela de consumo de recursos naturais, entre eles água e energia, além de ser um dos maiores geradores de resíduos sólidos (AGOPYAN e JOHN, 2011).

Este último problema, ganha preocupações em maiores proporções nos tempos atuais, em São Paulo capital, é considerado que mais de 20% dos resíduos de forma ilegal são depositados dentro da cidade (SCHNEIDER, 2003; ANGULO, 2005).

Como nem sempre os resíduos são levados para aterros legalizados, devido à alta demanda, acabam indo para aterros clandestinos, por consequência da má administração de resíduos, tem-se como resultado a degradação de rios e córregos, obstrução da rede de drenagem, deterioração do espaço urbano (ANGULO, 2005).

Por estas razões devem-se tomar medidas para com que haja a diminuição da geração de resíduos, e sua destinação final adequada, além do incentivo a reciclagem.

2.4 Reciclagem

Uma das saídas para diminuir a quantidade de resíduos e empregar a sustentabilidade é o ato da reciclagem. Que por meio da Resolução nº 307/2002 CONAMA (Conselho Nacional do Meio Ambiente, 2002) diz que as empresas geradoras de resíduos devem elaborar projetos de gerenciamento adequados com a finalidade de diminuir a geração de resíduos, além de procurar por meios de reciclagem, ou tratamento dos resíduos sólidos para disposição final ambientalmente adequada dos rejeitos (SILVA, 2014).

Ainda se tratando da Resolução nº 307/2002 CONAMA (2002), é estabelecido que os resíduos são classificados em quatro classes:

CLASSE A - Resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados;

CLASSE B - Resíduos recicláveis para outras destinações;

CLASSE C - Resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis;

CLASSE D - Resíduos perigosos oriundos do processo de construção.

Quanto a classificação, que é de grande importância, a NBR 10.004 - Resíduos sólidos - Classificação (ABNT 2004) relata que esta fase está diretamente ligada com sua composição e o meio de extração. Classificando-os:

- a) Resíduos classe I - perigosos;
- b) Resíduos classe II - não perigosos;
- c) Resíduos classe II A - não inertes;
- d) Resíduos classe II B - Inertes.

É estimado que a quantidade de resíduos gerados pela indústria de pré-moldados de concreto (vigas, pilares, blocos, entre outros) no Brasil pode variar desde 0,2m³ / dia (empresa de pequeno porte) a 7,0m³ /dia (empresa de grande porte). Os resíduos em questão são de modo geral rejeitos de concreto com nível de contaminação desconsiderada (Buttler, et al., 2006) por conta dessas características, podem ser

reaproveitados através da reciclagem.

2.5 Viabilidade Econômica

De acordo com Paiva (2016) quando uma indústria determina uma condição de investimento levando-se em consideração o horizonte de tempo para reaver o valor investido, está se referindo ao *payback* (PB), que, conforme Bruni (2008), é o tempo preciso para recuperar o investimento efetuado.

O cálculo do *Payback* simples do projeto de investimento se dá a partir da constatação do período em que o saldo do investimento se torna igual à zero. Apesar da simplicidade, Brigham et al (2001), fala que esta técnica apresenta a limitação de não levar em consideração qualquer taxa de desconto, isto quer dizer que o valor do dinheiro no tempo não é levado em conta.

Quando se trata de implantação de uma recicladora de resíduos de concreto na construção civil, a viabilidade econômica é um ponto essencial. A viabilidade econômica de um projeto e credibilidade estão ligadas diretamente a precisão dos dados a serem estimados de todos os valores envolvidos (GOMES, 2005; PAIVA, 2016).

Com isso, devemos ter um criterioso levantamento de dados para aplicar a análise da viabilidade econômica pelo método do *Payback* simples.

3 | METODOLOGIA

O trabalho em questão aborda um estudo de caso de metodologia aplicada sobre a avaliação da viabilidade econômica da implementação de uma recicladora de concreto na indústria de pré-moldados de concreto tendo como base dados levantados em três empresas específicas localizadas na cidade de Mossoró-RN.

Na elaboração do estudo, serão feitas entrevistas in loco do tipo estruturada sendo a mais indicada para o nosso caso. Além disso, o questionário possuirá questões abordando o volume de resíduos produzidos, a existência reciclagem do mesmo e a atuação da empresa no cenário da sustentabilidade, focando o meio da construção civil.

4 | COLETA DE DADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Ao fim da pesquisa de campo, foi constatado os volumes de resíduos de concreto gerados pelas empresas, o não emprego da reciclagem dos mesmos e o que será necessário para a implementação de uma recicladora de concreto, desde equipamentos, mão de obra, e impostos. Com base nisso, propomos a instalação de uma usina de reciclagem de concreto amparada pelo estudo da viabilidade econômica

por meio do método de *Payback*.

4.1 Estudo da Viabilidade da Usina de Acordo Com o *Payback*

Na realização do estudo para si levantar a resposta concreta da viabilidade ou não da implantação de uma unidade em cada empresa pesquisada ou da necessidade da implantação de uma única unidade onde os resíduos de todas as empresas serão remanejados para o local escolhido, usaremos o cálculo do *payback* ou taxa de retorno do capital.

A empresa 'A' tem em torno de 4.000 M³ de concreto produzido mensalmente, considerando a perda de 10% segundo as entrevistas realizadas, tem-se 400 M³ de material perdido.

Empresa 'B' tem em torno de 1.000 M³ de concreto produzido mensalmente, considerando a perda de 10% segundo as entrevistas realizadas, tem-se 100 M³ de material perdido.

A empresa 'C' tem em torno de 3.000 M³ de concreto produzido mensalmente, com a produção em duas unidades diferentes, 1 unidade com 2.000 M³ e outra com 1.000 M³, considerando a perda de 10%, tem-se 300 M³ de material perdido. Para ser considerado viável, definimos a meta de 05 anos para conseguir recuperar o valor investido e lucrar. Caso seja inviável para a empresa 'A', prosseguiremos para o segundo caso, onde será realizado o cálculo do *Payback* para uma única usina operando com todos os resíduos da região.

4.1.1 Composições Salariais e Gastos Gerais com Mão de Obra

Para o funcionamento da usina de reciclagem, verificou-se que devido a quantidade de material disponível na região de Mossoró e magnitude da mesma há necessidade de no Mínimo 04 (quatro) funcionários, sendo um responsável técnico (engenheiro civil), um operador de máquinas e dois ajudantes.

Neste caso a jornada de trabalho será através do contrato parcial de 26 horas, onde a CLT (Consolidação das Leis do Trabalho) permite até 30 horas semanais, sem possibilidade de horas adicionais, ou até 26 horas, podendo ter o acréscimo de outras seis. É por tempo indeterminado e se aplica no caso de existência de trabalho excedente e constante, mas em volume que não justifica a contratação por jornada extensa. Dá direito a seguro-desemprego (BRASIL, 2017).

Todos os salários estão detalhados e podem ser vistos na tabela 1.

EQUIPE DE MÃO DE OBRA ENVOLVIDA NA RECICLAGEM					
PROFISSIONAIS ENVOLVIDOS	QUANTIDADE	CARGA HORÁRIA SEMANAL	SALÁRIOS/BASE	ENCARGOS	SALÁRIOS/MÊS COM TODOS OS TRIBUTOS (R\$)
RESPONSÁVEL TÉCNICO	1	26 Hrs	R\$ 1.560,42	R\$ 624,13	R\$ 2.184,55
OPERADOR DE RECICLADOR DE RESÍDUOS	1	26 Hrs	R\$ 1.040,00	R\$ 415,98	R\$ 1.455,98
AJUDANTES	2	26 Hrs	R\$ 623,99	R\$ 249,58	R\$ 1.747,14
TOTAL MENSAL					R\$ 5.387,67

Tabela 01 - Custo mensal da equipe

Fonte: Autores (2018).

4.2 Valor Total e Detalhamento do Investimento Inicial

O reciclador RCC 5030 foi escolhido para a nossa usina pelo fato do mesmo se encaixar nos parâmetros e realidade da mesma. O valor de R\$ 280.000,00 do reciclador já engloba custos com transporte e realização da montagem do equipamento. Cujo qual produz: pó de brita, pedrisco, brita 1 e 2 e rachão. Tendo uma produção estimada de 10 a 15 Toneladas hora (th).

O equipamento martelo rompedor elétrico 50j 2250 w 220 v profissional, foi pesquisado junto ao site da empresa fornecedora localizada na cidade São Paulo capital. O mesmo custa R\$ 4.100,00 com frete incluso.

Quanto ao valor da balança, o preço apurado foi obtido através de uma pesquisa de mercado, e um orçamento junto a Líder Balanças, chegando ao valor de R\$ 20.000,00 inclusos equipamento, frete e instalação.

Mais um valor aproximado de R\$ 2.000,00 para EPI'S básicos. O Custo com o local na qual será implantada a unidade não serão estipulados, pois como o qual será utilizado para a localização da usina já tem suporte e espaços disponíveis prontos para o correto funcionamento..

4.3 Cálculo de Consumo de Energia Elétrica.

O Reciclador de resíduo modelo RCC 5030 tem uma média de consumo de energia de 40 kWh, considerado que fique ligado em torno de 5 horas e 12 minutos por dia, levando em conta a maior quantidade de dias trabalhado no mês, 22 dias. Sabendo que a recicladora irá consumir em média 40 kWh, chegamos ao custo multiplicando o consumo pelo valor do kWh (0,52 reais kWh) que é determinado pela

Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL, 2018),

Para maior precisão, foi acrescentado o valor do sistema de bandeira tarifaria, na última modalidade (Bandeira vermelha patamar 2), onde a tarifa sofre o acréscimo de R\$ 0,05 para cada kWh consumido.

4.4 Custo Com A Produção

Neste tópico iremos analisar todos os custos operacionais e salariais mensais que empresa terá mensalmente, adequados a realidade do projeto, para assim verificar o custo do agregado e estabelecer o preço de venda.

4.4.1 Aluguel mensal da Retroescavadeira e caminhão basculante.

O aluguel do maquinário citado será realizado por meio de contrato anual e os valores foram adquiridos com uma empresa da cidade de Baraúna, ambos os transportes são providos de motorista e combustível diário, com autonomia de 50 km diários para a basculante de 12 M³ e 15 km para a retroescavadeira provida de rompedor adaptado.

Foram calculados os valores das depreciações dos equipamentos que serão comprados no investimento inicial, tendo o valor considerado de 10% ao ano segundo Gonçalves (2018), com vida útil de 10 anos para todos os equipamentos.

4.5 Valores dos Agregados no Mercado

PRODUTO	CUSTO NAS EMPRESAS (R\$)			
	X	Y	Z	W
BRITA N° 01	R\$ 95,00	R\$ 115,00	R\$ 120,00	R\$ 107,00
BRITA N° 02	R\$ 95,00	R\$ 115,00	R\$ 120,00	R\$ 107,00
PEDRISCO	R\$ 95,00	R\$ 115,00	R\$ 120,00	R\$ 107,00
PÓ DE BRITA	R\$ 65,00	R\$ 90,00	R\$ 80,00	R\$ 70,00

Tabela 02 - Preço dos produtos produzidos práticos pelos concorrentes.

Fonte: Autores (2018).

4.6 Cálculo do Payback

Neste tópico iremos realizar os cálculos necessários, para verificação da viabilidade ou não do projeto.

4.6.1 Cálculo do Payback considerando a produção de resíduos da empresa 'A'

CUSTO COM A PRODUÇÃO PARA EMPRESA 'A'		
MENSAL/ANUAL	MENSAL	ANUAL
GASTO COM O CAMINHÃO BASCULANTE	R\$ 5.000,00	R\$ 60.000,00
GASTO COM A RETROESCAVADEIRA	R\$ 8.000,00	R\$ 96.000,00
GASTO COM ENERGIA DE EQUIPAMENTO DE RECICLAGEM	R\$ 2.608,32	R\$ 31.299,84
DEPRECIÇÃO ROMPEDOR ELÉTRICO	R\$ 34,17	R\$ 410,00
DEPRECIÇÃO EQUIPAMENTO DE RECICLAGEM	R\$ 2.083,33	R\$ 25.000,00
DEPRECIÇÃO BALANÇA	R\$ 166,67	R\$ 2.000,00
SALÁRIO DOS FUNCIONÁRIOS C/ TODOS OS ENCARGOS	R\$ 5.387,67	R\$ 64.652,04
TOTAL CUSTO MENSAL	R\$ 23.280,16	R\$ 279.361,88
QUANT. DE M ³ RECICLADO	400	4800
CUSTO DO AGREGADO BASE POR M ³	R\$ 58,20	R\$ 58,20

Tabela 03: Detalhamento dos Custos.

Fonte: Autores (2018).

Ao obter o valor de R\$ 58,20 de custo para cada m³ produzimos, aplicamos uma margem de lucro de 30%, chegando ao valor aproximado de R\$ 76,00. Calculando-se o valor estimado bruto para os próximos 12 meses, a empresa terá um faturamento de R\$ 364.800,00 nesta ocasião, optamos pelo Simples Nacional em relação aos impostos, encaixando a empresa na faixa 3, que são empresas com o faturamento entre 360.000,01 e 720.000,00 aplicando uma alíquota de 9,13%

Com aplicação do cálculo do *Payback*, a implementação se torna inviável para uma produção de 400 m³ com tempo de retorno para 5 anos.

4.6.2 Cálculo do *Payback* considerando a produção de todas.

Somadas as produções mensais de todas as empresas de acordo com os dados apresentados anteriormente, com a perda de 10% temos o valor de 800 M³ mensal de resíduos. Caso em algum mês em específico esse valor oscile para cima ou para baixo dentro da margem aceitável de 8% da produção mensal, a empresa continuará em um lucro estável e dentro do aceitável para o apropriado funcionamento.

Ao obter o valor de R\$ 29,10 de custo para cada m³ produzimos, e aplicando uma margem de lucro de aproximadamente 46%, obtemos o valor de R\$ 46,00 para venda. Calculando-se o valor estimado anual, teremos um faturamento de R\$ 441.600,00. Optando pelo Simples Nacional em relação aos impostos, encaixando a empresa na faixa 3 (empresas com o faturamento entre 360.000,01 e 720.000,00) aplicando uma

alíquota de 9,04%.

De acordo com o cálculo do *payback* para a meta estipulada, o resultado foi bastante expressivo e viável, com retorno no espaço de tempo de aproximadamente 2 anos e 7 meses.

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS:

Com base no que foi relatado anteriormente, chegamos ao fim do estudo, obtendo um resultado positivo tanto para a possível reciclagem dos resíduos de concreto da indústria de pré-moldados, como para a viabilidade econômica da implantação de uma recicladora com um período de retorno de 5 anos, com base na reciclagem e posterior venda de 800 m³ de concreto em forma de agregados. Sendo um produto de alta rentabilidade, e competitividade, levando-se em conta o custo para a sua produção, com o preço praticado pela concorrência, além da presente preocupação existente por parte das empresas Mossoroenses com o cenário sustentável e ambiental.

REFERENCIAS

ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica. **Ranking das Tarifas**. <http://www.aneel.gov.br/ranking-das-tarifas>. 2018

ABCIC. Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto. **Histórico**. Disponível em: <http://site.abcic.org.br/index.php/historico>. 2018

ABCIC. Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto. **Selo de Excelência: Normas regulamentadoras do Selo**. Disponível em: <http://site.abcic.org.br/index.php/selo-de-excelencia-abcic>. 2018

AGOPYAN, V.; JOHN, V. M. **O Desafio da Sustentabilidade na Construção Civil**. Série Sustentabilidade, Vol. 5, Ed. Blucher, 2011.

ANGULO, S. C. **Caracterização de agregados de resíduos de construção de demolição reciclados e a influência de suas características no comportamento de concretos**.

2005. 236 f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10.004: Resíduos sólidos - Classificação**. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR ISO 14001: Sistemas de gestão ambiental: requisitos**. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR ISO 9001: Sistemas de gestão da qualidade: requisitos**. Rio de Janeiro, 2015.

BRASIL. **Lei nº 13.467, de 13 de julho de 2017**. Altera a Consolidação das Leis do Trabalho (CLT), aprovada pelo Decreto-Lei nº 5.452, de 1º de maio de 1943, e as Leis nºs 6.019, de 3 de janeiro de 1974, 8.036, de 11 de maio de 1990, e 8.212, de 24 de julho de 1991, a fim de adequar a legislação às novas relações de trabalho. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 14 jul. 2017. Seção 1, p. 1. 2017

BRIGHAM, E. F.; GAPENSKI, L. C.; EHRHARDT, M. C. **Administração Financeira: teoria e prática**. 1 ed. São Paulo: Atlas, 2001.

BRUNI, A. L. **Avaliação de investimentos: com modelagem financeira no Excel**. São Paulo: Atlas, 2008.

BUTTLER, A. M; PRADO, D.M; CORRÊA, M.R.S; RAMALHO. M.A. **Blocos Estruturais de Concreto com Agregados Reciclados de Concreto – Caracterização das Propriedades Físicas**. ENTAC, Florianópolis, 2006.

CIB - INTERNATIONAL COUNCIL FOR RESEARCH AND INNOVATION IN BUILDING AND CONSTRUCTION - United Nations Environment Programme International Environmental Technology Centre UNEP-IETC **Agenda 21 for Sustainable Construction in Developing Countries: A discussion document** Boutek Report No Bou/E0204, Pretória, CIB/UNEP-IETC. 2002.

CONAMA, CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. **Resolução N° 307**. de 05 de julho de 2002. Brasília, 2002.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

GOMES, H.P. **Eficiência hidráulica e energética em saneamento: análise econômica de projetos**. ABES. Rio de Janeiro, 2005.

GONÇALVES, P.S.M. **Métodos De Depreciação Utilizados Pelas Entidades Públicas**. UNISUL VIRTUAL. Criciúma, 2018

PAIVA, I. V. L. **Análise da viabilidade econômica e ambiental para criação de uma usina de reciclagem de resíduos da construção civil em uma abordagem simbiótica: um estudo para a região metropolitana de Natal**. 2016. 150p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, UFRN. Natal, 2016.

SCHNEIDER, D. M. **Transporte de resíduos de construção e demolição na cidade de São Paulo**. 2003. 103p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Saúde Pública, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2003.

SILVA, A. J. Reciclagem de Resíduos Produzidos pela Indústria de Pré-Moldados em Concreto na Região de Chapecó - SC. **Revista Especialize On-line IPOG**, v. 1, n. 9, 2014.

VIANA, A.P.V.G.; JÚNIOR, J.N.B.; MEDEIROS, M.M.A.; **Desconstrução e remontagem de galpões pré-moldados: um estudo de caso na cidade de Mossoró/RN**. Universidade Potiguar, Mossoró, 2017.

COMPORTAMENTO DE BLOCOS DE TRANSIÇÃO COM PERFIL METÁLICO *Behavior of steel pile cap*

Rodrigo Gustavo Delalibera

Professor Doutor, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, email: delalibera@ufu.br

Marcell Godoi Sivelli

Engenheiro civil, Universidade federal de Uberlândia Faculdade de Engenharia Civil – Universidade Federal de Uberlândia, Campus Santa Mônica Av. João Naves de Ávila, 2121 - Santa Mônica, Uberlândia MG, CEP: 38408-100

José Samuel Giongo

Professor Doutor, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

RESUMO: Em situações em que se faz necessário a utilização de estacas pré-moldadas de concreto, os perfis metálicos surgem como uma alternativa viável, técnica e econômica. Contudo, os modelos de cálculo relacionados ao dimensionamento de bloco sobre estacas não foram desenvolvidos para a utilização de perfis metálicos. A literatura técnica limita-se às estacas convencionais de concreto. Este trabalho tem por objetivo, a análise do comportamento de blocos de transição utilizando estacas metálicas, verificando a influência do comprimento de embutimento da mesma no interior do bloco, a presença de uma placa de distribuição no topo da estaca e a variação da

taxa e detalhamento da armadura. Os resultados numéricos apontaram que comprimento de embutimento da estaca tem grande influência no comportamento mecânico do bloco, embora este aspecto ainda não tenha sido explorado analiticamente e experimentalmente. Verificou-se que com a variação do embutimento da estaca as tensões de tração foram distribuídas com maior eficiência, por outro lado a variação da armadura não mostrou efeito significativo em algumas das situações analisadas. Os resultados também indicaram que o uso de uma chapa metálica no topo da estaca tem um efeito favorável na distribuição de tensões no núcleo do bloco.

PALAVRA-CHAVE: Blocos sobre estacas; Estacas metálicas; Análise Numérica; Cota de arrasamento; Ancoragem de Estacas Metálicas.

ABSTRACT: In some design situations of precast concrete piles, the use steel piles instead may show as a handle and economical alternative. In this regard, the analytical models for pile cap design have not been developed for the use of steel piles, in fact, most of the technical literature is limited only to conventional concrete piles. This work reports the numerical analysis of a steel pile cap, verifying the influence of the pile embedment length into the pile cap, the influence of a bearing plate at the pile head and the also the influence of two ways of

reinforcement design. The pile embedment into the cap showed to be a great influence on the mechanical behavior of the pile cap, although this aspect has not been well explored yet, either analytically or experimentally. The results showed that through the pile embedment variation the tensile stress can be better distributed into the pile cap, however the reinforcement design did not showed big influence. The results also pointed out that a steel plate resting at the top of the steel pile may lead to a positive effect by improving the load distribution into the pile cap.

KEYWORDS: Pile cap; Steel pile; Numerical analysis; Pile embedment; Steel pile connection.

1 | INTRODUÇÃO

As estacas em sua grande variedade, são elementos estruturais com grande esbeltez e com seções transversais pequenas, cuja finalidade é alcançar resistência nas camadas mais profundas do solo. A ligação entre as estacas e a superestrutura é feita por meio do bloco sobre estacas (ou bloco de coroamento), que segundo o item 22.7.1 da NBR 6118:2014, é conceituado como uma estrutura de volume usada para transmitir às estacas e aos tubulões os esforços solicitantes para a fundação.

Os primeiros trabalhos de relevância a respeito do dimensionamento de blocos sobre estacas foram de Blévoit & Frémy (1967). A partir deste trabalho, muitos avanços ocorreram em função de novos trabalhos e pesquisas, formando assim a base para a maioria das normas existentes. Grande parte dos trabalhos, contudo investigou blocos ligados a estacas convencionais de concreto, o que deixou um vasto campo inexplorado acerca dos blocos ligados às estacas constituídas com perfis metálicos.

No Brasil as estacas metálicas começaram a serem mais utilizadas em meio às demais estacas a partir por volta dos anos 2000, com a introdução dos perfis estruturais de alta resistência da empresa Gerdau. Desde então o uso de estacas metálicas em fundações profundas vem ganhando espaço gradualmente. Porém, é importante informar, que estacas compostas por trilhas de trem, também foram muito utilizadas.

Sua principal desvantagem ainda fica por conta do custo elevado em comparação com outros tipos de estaca, todavia, em algumas situações o uso das mesmas se mostra economicamente viável, pois permitem a possibilidade de cravação em praticamente todos os tipos de solo, além de uma elevada eficiência em relação à vibração durante o processo de cravação.

A partir do crescente uso de blocos sobre estacas metálica, diversas técnicas construtivas foram difundidas visando criar a ligação entre o bloco e o perfil metálico. Até a revisão da ABNT NRB 6122:2010, a ligação era feita embutindo-se a estaca metálica cerca de 20 cm a 30 cm no bloco, e uma armadura de fretagem em espiral era colocada em volta da estaca, logo acima da armadura de flexão. Este método se tornou inviável após a NBR 6118 de 2010 que impôs que os blocos rígidos devem ter

no mínimo 85% da armadura principal disposta essencialmente nas faixas definidas pelas estacas.

Atualmente um dos métodos de ancoragem bastante difundido entre os engenheiros, consiste em soldar uma chapa metálica no topo da estaca, com adição de vergalhões soldados verticalmente no topo da mesma, aumentando assim a aderência. O manual técnico da empresa Gerdau, entretanto, desaconselha este tipo de ligação por meio de chapa metálica. O principal motivo é a dificuldade técnica de execução. O mesmo manual aconselha a criação de uma camisa de fretagem envolvendo parte da estaca abaixo da cota de arrasamento e em adição, a soldagem de vergalhões na estaca para aumentar a aderência. De acordo com a NBR 6122:2010 a escolha da ligação fica a critério do engenheiro, seja por placa, por fretagem ou vergalhões soldados.

Este trabalho tem como objetivo a analisar numericamente diferentes ligações entre bloco-estaca. As variáveis aqui estudadas serão o comprimento de embutimento das estacas, a presença de uma placa de distribuição no topo da estaca e a disposição da armadura no bloco.

1.1 Justificativa

O bloco de ligação é um elemento de grande importância na estrutura, com ausência de inspeção visual quando em uso, assim é de grande interesse a previsão analítica e numérica de seu comportamento mecânico. Portanto este trabalho se justifica em função da pouca normatização e estudo específico acerca de blocos sobre estacas metálicas.

1.2 Metodologia

Este trabalho analisou numericamente 8 blocos de concreto apoiados sobre uma estaca metálica de perfil H, sob pilares retangulares. As variáveis deste estudo foram o embutimento da estaca, a presença de uma placa de distribuição no topo da estaca e a disposição da armadura. Através de um modelo analítico e instruções normativas foi possível definir a área de aço da armadura e a máxima carga para o pilar. Para isso considerou-se no dimensionamento do bloco sobre uma estaca o comportamento análogo ao de um bloco parcialmente carregado. Após o dimensionamento analítico do bloco foi possível introduzir e analisar as variáveis deste estudo numericamente, através do programa ANSYS® (ANalyser SYStem) que é um programa de simulações de engenharia. A análise numérica considerou o comportamento plástico das barras de aço da armadura e a fissuração do concreto.

2 I DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS POR CRITÉRIOS ANALÍTICOS

2.1 Geometria do modelo

2.1.1 Dimensões da estaca

Para a estaca foi adotado um perfil metálico I com as mesmas características do perfil W 150 x 18, fornecido pela Gerdau. A dimensões da seção transversal do perfil estão indicadas na figura 1.

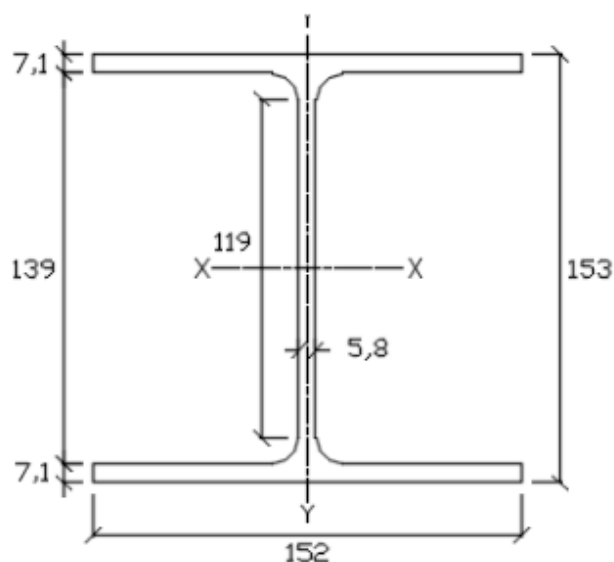


Figura 1 – Estaca metálica. Seção transversal, Gerdau (2015), dimensões em cm.

2.1.2 Dimensões do bloco

A geometria do bloco aqui estudado foi definida de acordo com ABNT NBR 6118:2014 e recomendações técnicas existentes, e ao mesmo visando simplificar futuros ensaios experimentais. As dimensões do pilar foram escolhidas de forma a causar um fluxo de tensões não lineares ao longo do bloco. As dimensões do bloco de concreto e da placa metálica foram definidas conforme a figura 2.

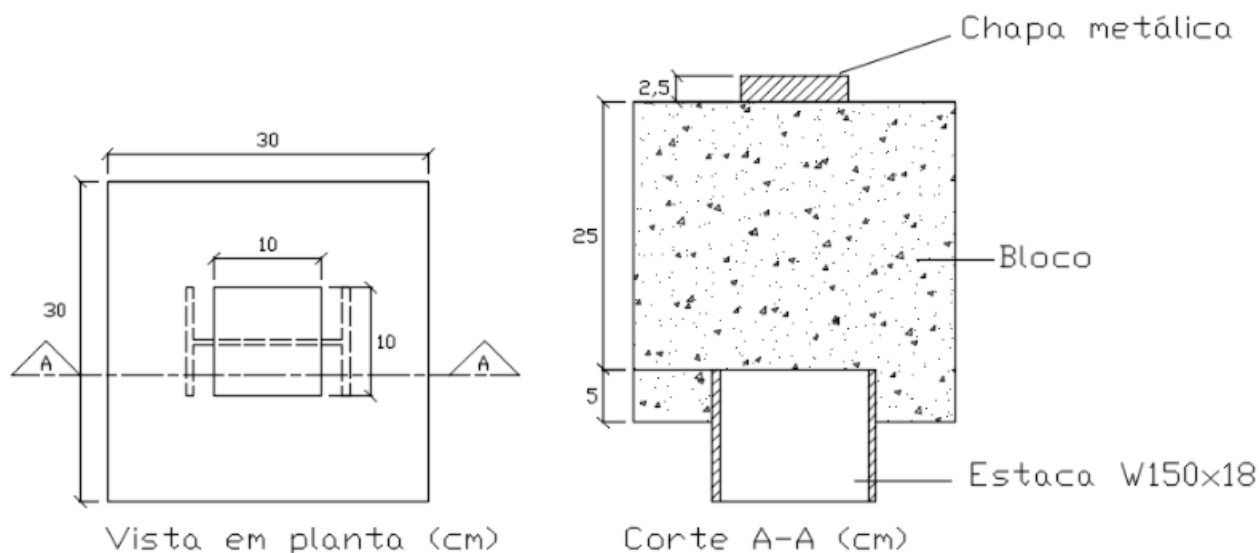


Figura 2 – Bloco sobre estaca metálica. Vista em planta e corte, autores (2017), dimensões em cm.

2.2 Dimensionamento das Armaduras

2.2.1 Bloco parcialmente carregado

Ao se dimensionar a armadura de tração, o bloco sobre uma estaca é tratado analogamente a um bloco parcialmente carregado. De acordo com Fusco (1995) o equilíbrio das tensões atuantes no bloco se dá por bielas inclinadas de compressão (compressão diagonal), que se equilibram a partir de esforços transversais de tração. Os esforços de tração tendem a produzir o fendilhamento (tração diagonal) do bloco, assim deve-se prever no dimensionamento uma armadura capaz de resistir tais esforços.

Os blocos parcialmente carregados foram estudados por Langendonck (1957), Leonhardt e Monning (1978) e Fusco (1995). De acordo com Fusco (1995) nos blocos parcialmente carregados as pressões externas se propagam-se de forma não uniforme ao longo de um comprimento de perturbação l_0 . Neste trecho l_0 é admitido um estado triplo de tensões onde são observadas tensões longitudinais de compressão σ_{ccz} além de tensões transversais de tração σ_{cty} e σ_{ctx} . O comprimento de regularização l_0 tem ordem de grandeza igual à maior dimensão da área de aplicação da força F_{co} . A figura 3 ilustra a formação das tensões de tração e compressão ao longo do bloco parcialmente carregado.

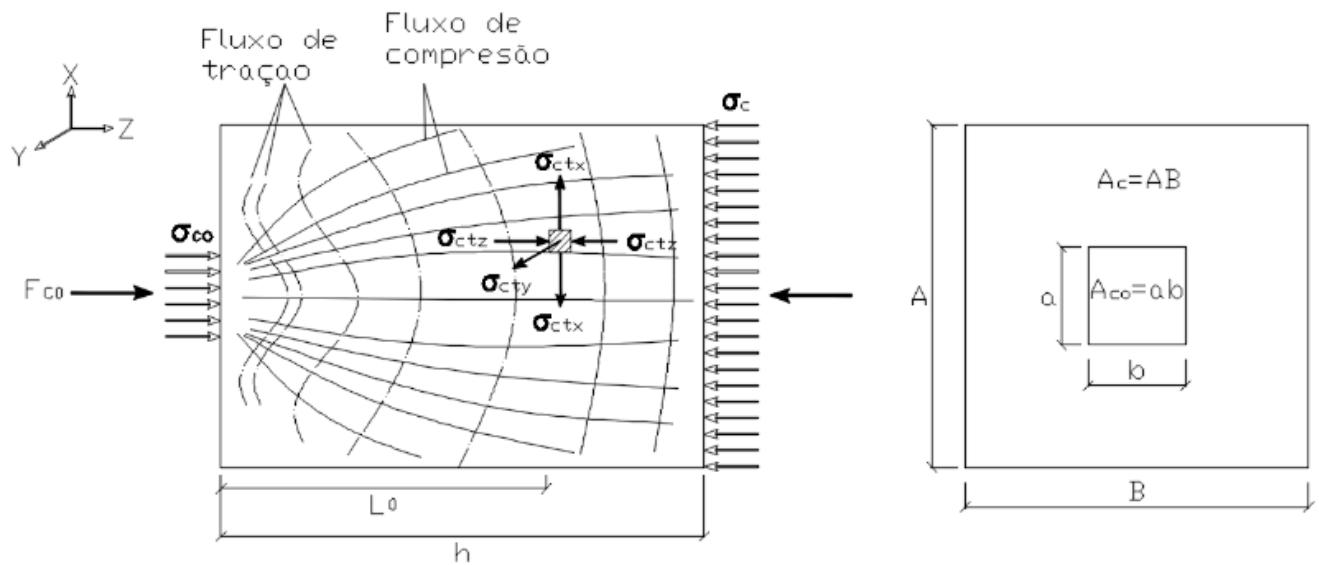


Figura 3 – Bloco parcialmente carregado. Formação de tensões, Fusco (1995).

De acordo com Fusco (1995) o equilíbrio das tensões atuantes no bloco se dá por bielas inclinadas que resistem às tensões de compressão, as bielas por sua vez se equilibram a partir de esforços transversais de tração. Os esforços de tração tendem a produzir o fendilhamento do bloco, portanto deve-se prever no dimensionamento uma armadura capaz de resistir esses esforços de tração.

A armadura transversal é calculada a partir do modelo proposto por Langendonck (1957), ilustrado na figura 4. No modelo proposto por Langendonck (1957), partindo-se do equilíbrio de forças é possível se chegar a a força de tração R_{tt} , equação 1

$$R_{tt} * Z = \frac{F_d}{2} * 0,25(A - a) s \quad (\text{Equação 1})$$

A distância (Z) entre as forças (R_{tt}) e (R_{tc}) pode ser determinada a partir do modelo, seu valor é $0,445 * A$. Após a substituição de valores na equação 1, a força R_{tt} é determinada por meio da equação 2.

$$R_{tt} = 0,28 * \left(1 - \frac{a}{A}\right) * F_d \quad (\text{Equação 2})$$

No dimensionamento do bloco sobre uma estaca o modelo de bloco parcialmente carregado da figura 2 é reajustado para o modelo da figura 3. Neste modelo o topo da estaca é análogo à base do bloco parcialmente carregado. A área da estaca metálica foi simplificada como a área de um retângulo que envolve o perfil metálico, o que pode alterar os resultados, contudo ainda não existe um método analítico que leve em consideração a geometria do perfil I, W ou H.

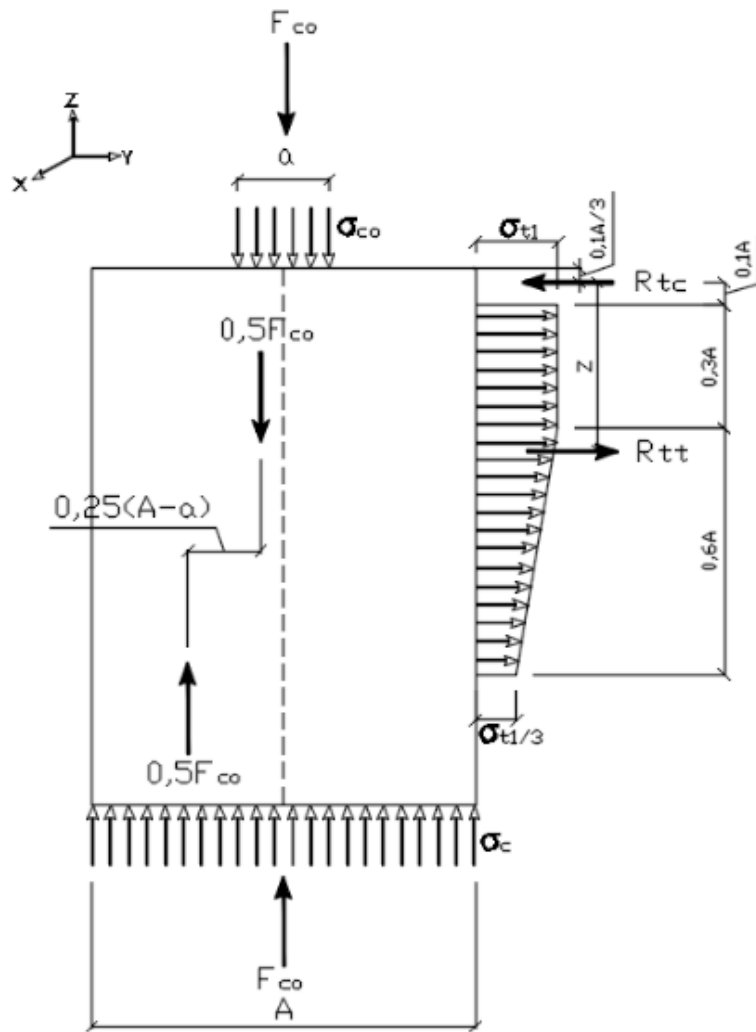


Figura 4 – Modelo para determinação da força transversal . (Langendonk (1957))

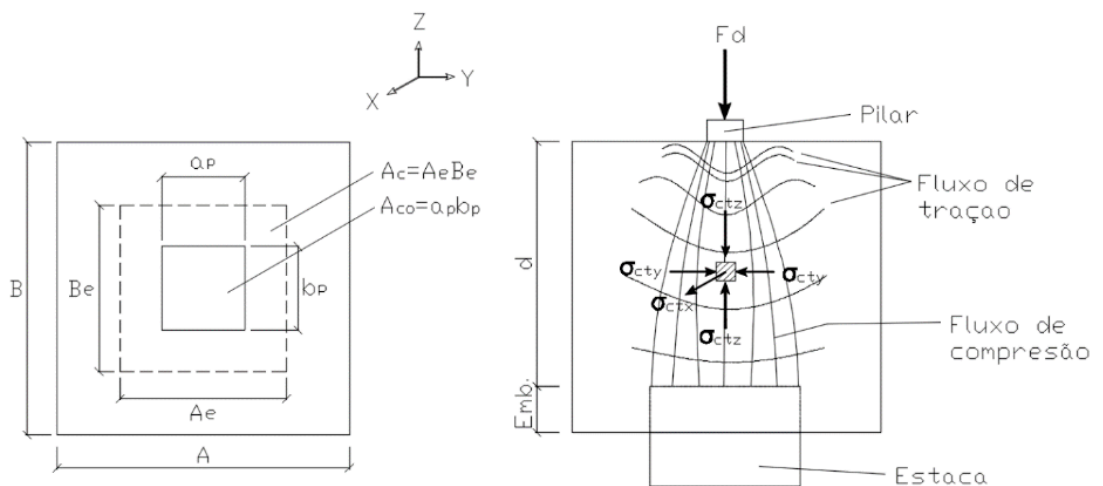


Figura 3 – Modelo para determinação das forças de tração em bloco sobre uma estaca, autores (2017).

A partir do modelo da figura 3, a equação 2 é reajustada algebricamente, se transformando nas equações 4 e 5, que fornecem o valor das forças de tração R_{ttx} e R_{tty} .

$$R_{ttx} = 0,28 * \left(1 - \frac{ap}{Ae}\right) * F_d \quad (\text{Equação 4})$$

$$R_{tty} = 0,28 * \left(1 - \frac{bp}{Be}\right) * F_d \quad (\text{Equação 5})$$

2.2.2 Determinação da área de aço

A armadura para o bloco sobre uma estaca é então calculada para as direções x e y, através das equações 6 e 7, onde f_{yd} é a resistência de cálculo do escoamento das barras de aço.

$$A_{sx} = \frac{R_{ttx}}{f_{yd}} \quad (\text{Equação 6})$$

$$A_{sy} = \frac{R_{tty}}{f_{yd}} \quad (\text{Equação 7})$$

De acordo com a NBR 6118:2014 além da armadura destinada a resistir aos esforços de tração, a pressão de contato deve ser verificada por meio da equação 8, de modo a não ultrapassar o valor resistente de cálculo correspondente ao esmagamento do concreto.

$$F_{Rd} = A_{CO} * f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,3 f_{cd} A_{CO} \quad (\text{Equação 8})$$

Na equação 8, os valores de A_{CO} e A_{c1} foram substituídos pelas respectivas áreas do pilar e da estaca, os valores de resistência de cálculo f_{cd} e f_{yd} foram iguais a 25 MPa e 500 MPa, respectivamente. Portando em acordo com a equação 8 a força máxima no bloco para que não haja esmagamento do concreto tem intensidade igual 31,2 kN. Assim o valor de F_{Rd} foi usado nas equações 4 e 5. Por fim, as áreas de aço A_{sx} e A_{sy} foram determinadas e se encontram resumidas na tabela 1.

Áreas		Resultante de tração Rtt		Áreas de aço	
Pilar	Estaca	R_{ttx}	R_{tty}	A_{sx}	A_{sy}
(cm^2)	(cm^2)	(Kn)	(Kn)	(cm^2)	(cm^2)
100	156.06	30,3	1,7	0,61	0,03

Tabela 1 – Área de armadura destinada a resistir os esforços de tração no bloco.

2.2.3 Detalhamento

De acordo com a NBR 6118:2014 a armadura deverá resistir a todos os esforços de tração no bloco, contudo a disposição das barras fica a critério do engenheiro, sendo recomendado o uso de estribos horizontais para os esforços de fendilhamento e estribos verticais construtivos. Este trabalho buscou avaliar numericamente dois tipos de armaduras, as quais receberam as siglas A1 e A2. O modelo de armadura A1, foi formado por estribos verticais construtivos e por estribos horizontais nas laterais e no núcleo. O modelo de armadura A2, foi formado por estribos horizontais de cintamento e por barras verticais construtivas. Ambos modelos possuem área de aço superior à área calculada analiticamente. Os detalhamentos de cada armadura estão ilustrados nas figuras 4 e 5.

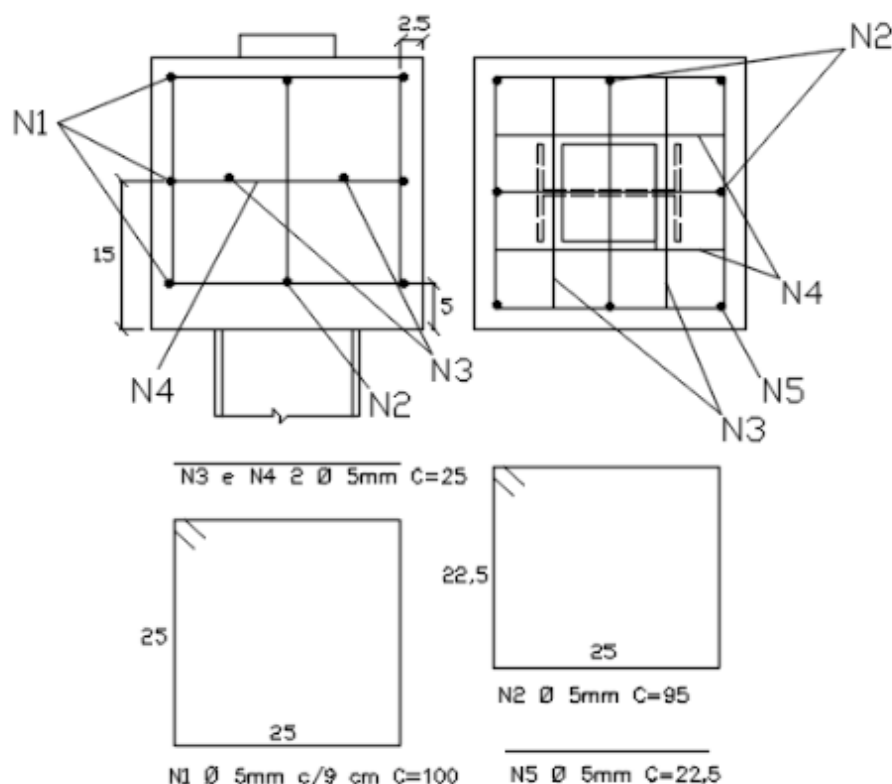


Figura 4 – Detalhamento da armadura A1. Vista lateral e superior, autores (2017).

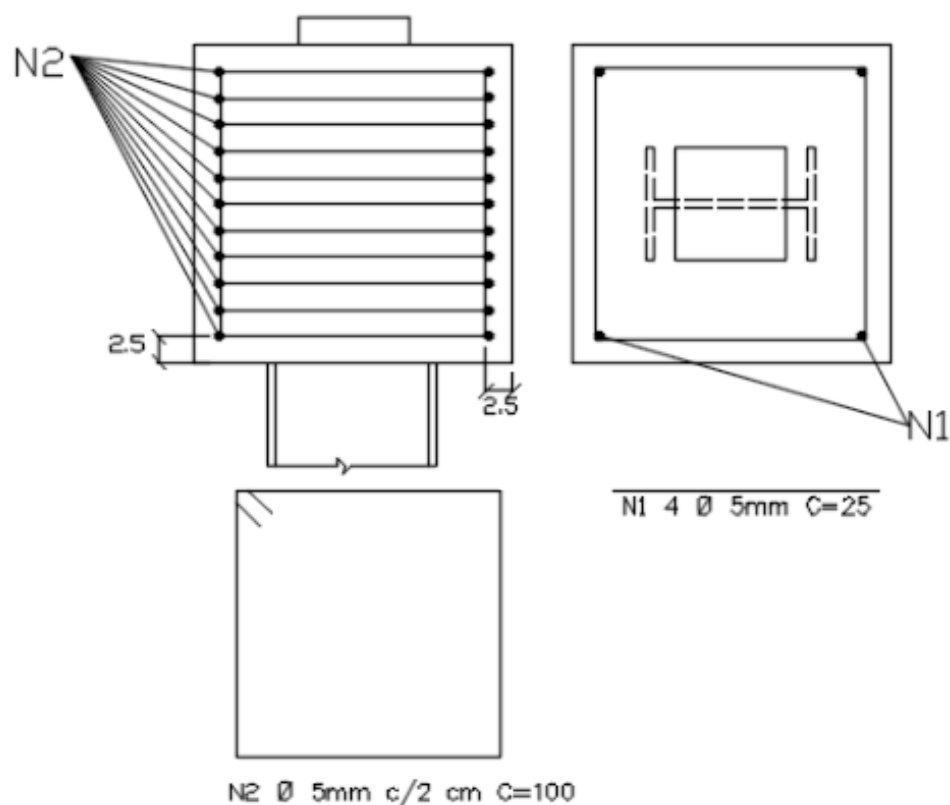


Figura 5 – Detalhamento da armadura A2. Vista lateral e superior, Autores (2017).

3 | ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica preservou os aspectos definidos no dimensionamento analítico. O comportamento mecânico do bloco foi avaliado considerando-se as seguintes variáveis: profundidade de embutimento da estaca, presença de placa de distribuição no topo da estaca e disposição da armadura. O pilar foi simplificado a uma chapa metálica com comportamento elástico e linear, afim de se distribuir igualmente a carga e também facilitar futuros ensaios experimentais. As taxas de armaduras respeitam a área de aço mínima definida analiticamente, contudo não foram fixadas a esse valor pois serão uma variável de estudo.

3.1 Definição dos Modelos e Variáveis

Cada bloco recebeu um nome formado de acordo com as variáveis aqui estudadas, por exemplo, no modelo EMB5-C/P-A1: EMB5 = embutimento da estaca igual a 5 centímetros, C/P = com placa de distribuição (S/P = sem placa de distribuição), A1 = armadura do tipo A1 e S/A = bloco sem armadura. Na tabela 2 são resumidas as características geométricas de cada modelo.

Modelo	Embutimento	Placa no topo da estaca	Tipo de armadura
	(cm)		
EMB5-C/P-A1	5	Sim	'A1
EMB5-S/P-A1	5	Não	A1
EMB5-C/P-A2	5	Sim	A2
EMB5-S/P-A2	5	Não	A2
EMB15-S/P-A2	15	Não	A1
EM25-S/P-A2	25	Não	A1
EMB5-C/P-A0	5	Não	S/A
EMB15-S/P-A0	15	Não	S/A
EM25-S/P-A0	25	Não	S/A

Tabela 2 – Características geométricas dos modelos.

3.2 Definição dos Elementos Finitos

O programa ANSYS® possui uma vasta biblioteca de elementos que simulam diversos materiais utilizados em análise estrutural, permitindo inclusive análise não linear dos materiais. Para a simulação do concreto foi escolhido o elemento *Solid65*. A estrutura interna deste elemento numérico é definida por oito nós, com três graus de liberdade (translação nodal em x, y e z). O aspecto mais interessante deste elemento é a possibilidade de análise não-linear, com capacidade de simular de fissuração, esmagamento, deformação plástica e fluência do concreto.

Para simulação das barras de aço foi escolhido o elemento link180. A estrutura interna deste elemento finito é definida por dois nós, com três graus de liberdade (translação nodal em x,y e z). A plasticidade do elemento foi definida como *Bilinear Kinematic Hardening*.

Para simulação da estaca e da chapa metálica foi escolhido o elemento solid185. A estrutura interna deste elemento finito é definida por oito nós, com três graus de liberdade (translação nodal em x,y e z). O elemento permite a consideração da plasticidade e de grandes deformações. Assim como no elemento Link180, a plasticidade foi definida como *Bilinear Kinematic Hardening*.

3.3 Aspectos da simulação numérica

A rede de elementos finitos adotada foi do tipo *Hex Mapped*, com dimensão máxima de 2,5 centímetros para os elementos.

O elemento Solid65 que simula o concreto foi ajustado com os seguintes dados de entrada: módulo de elasticidade longitudinal do concreto; coeficiente de Poisson; resistência última do concreto à compressão e tração; e coeficientes de transferência de cisalhamento. Para este estudo foi escolhido o concreto de classe C25. O módulo de elasticidade longitudinal do concreto, E_{cs} , e a resistência última à tração, f_{tk} , foram definidos de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. O coeficiente de Poisson, ν , adotado para o concreto foi igual a 0,2 e os coeficientes de transferência cisalhamento, β ,

sendo 0,85 para fissuras abertas e 1 para fissuras fechadas.

Nas barras de aço, na estaca e na chapa metálica que substitui o pilar, adotou-se critério de falha de *Von Mises*. O módulo de elasticidade utilizado foi igual a 210 GPa, o coeficiente de Poisson igual a 0,3 e a resistência característica ao escoamento igual a 500 MPa.

A condição de contorno aplicada aos modelos impediu todas as translações nodais na base da estaca. A força definida no dimensionamento analítico, foi dividida pela área do pilar e aplicada como uma pressão distribuída na chapa metálica. Os detalhes da malha e das condições de contorno do bloco estão mostrados na figura 6.

Durante a análise, a pressão atuante no bloco foi dividida em cem incrementos, sendo aplicado prioritariamente um incremento por vez, podendo atingir um máximo de dois e mínimo de meio incremento. O carregamento do bloco era então interrompido quando algum dos materiais atingia o estado de falha. Para a solução do sistema de equações não-linear utilizou-se o critério de *Newton-Raphson* modificado, com uma tolerância de 5% para a convergência em deslocamentos e em força.

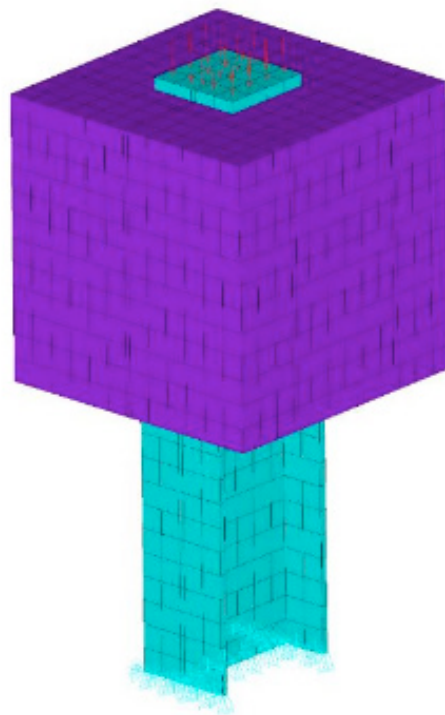


Figura 7 - Malha de elementos finitos, autores(2017).

4 | RESULTADOS

4.1 Placa de Apoio e Armaduras

O comportamento estrutural dos modelos EMB5-S/P-S/A, EMB5-S/P-A1, EMB5-S/P-A2, EMB5-C/P-S/A, EMB5-C/P-A1, EMB5-C/P-A2 foram avaliados com variação da presença de placa de apoio no topo da estaca, além desse critério, foi levado em

consideração a variação da disposição da armadura. O gráfico da figura 8 mostra a comparação entre força e deslocamento nodal no núcleo do bloco (região central).

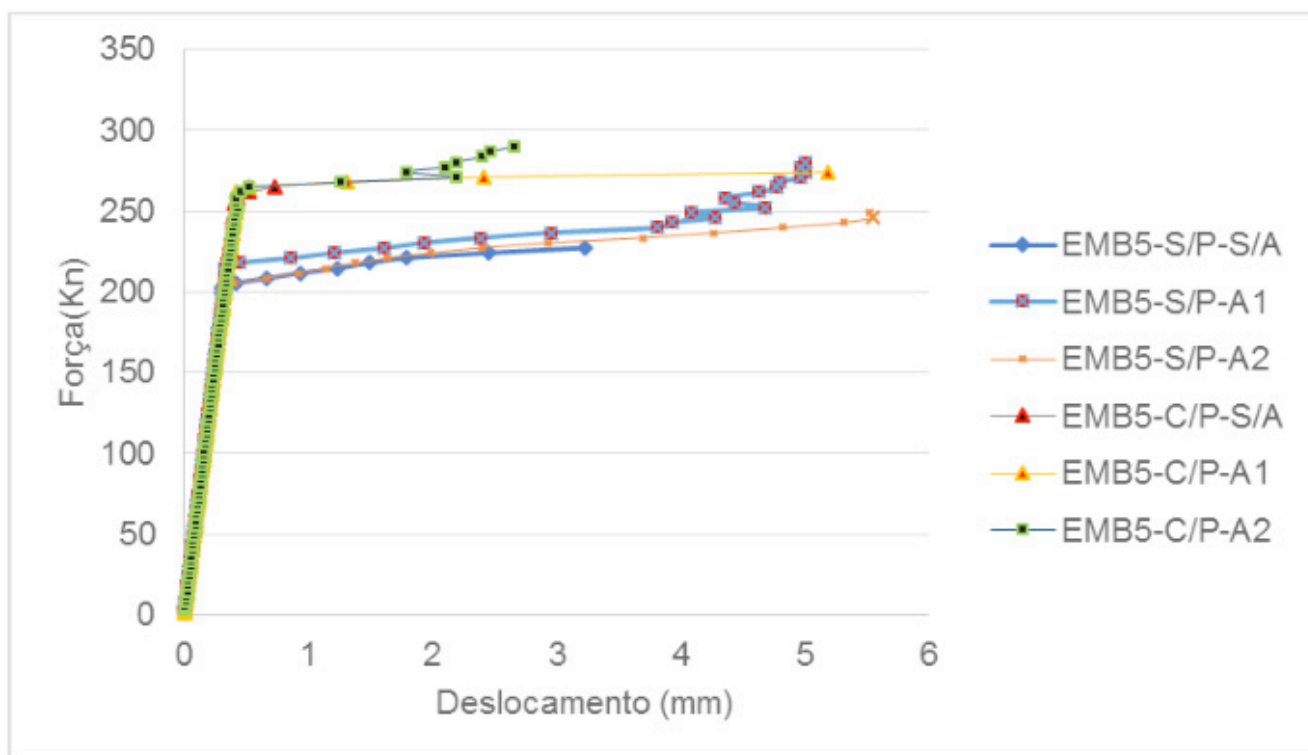


Figura 8 – Gráfico de força vs deslocamento. Região do núcleo (Autor(2017))

A partir do gráfico observou-se que nos estágios iniciais de carregamento, comportamento dos modelos se mantiveram praticamente iguais, independente da presença da placa e da variação da armadura. A medida que o carregamento aumentou foi possível observar que a presença da placa elevou a capacidade resistente e a linearidade dos deslocamentos. Nos modelos com placa foi observado que a ausência de armadura no modelo EMB5-C/P-S/A resultou em menor ductilidade em comparação com os modelos armados EMB5-C/P-A1 e EMB5-C/P-A2. Nestes modelos a armadura A1 conferiu maior ductilidade ao bloco. Entre os modelos sem placa, a ausência de armadura no modelo EMB5-S/P-S/A resultou em menor ductilidade em comparação com os modelos armados EMB5-S/P-A1 e EMB5-S/P-A2. Assim como nos modelos com placa, a disposição de armadura do tipo A1 apresentou maior resistência e ductilidade.

Além da análise de força-deslocamento, em função da placa de distribuição, o fluxo de tensões de tração no interior bloco foi avaliado. Nesta análise foram avaliados os modelos EMB5-C/P-S/A e EMB5-S/P-S/A, ambos sem armaduras e carregados com 80 passos de carga. A figura 9 ilustra o comportamento do fluxo de tensões na maior direção da estaca, no modelo com placa, EMB5-C/P-S/A. Na figura 10 por sua vez, é ilustrado, o fluxo de tensões do modelo sem placa, EMB5-S/P-S/A. A partir da comparação dos fluxos de tensões entre os modelos, é possível se notar que a placa

provocou uma melhor distribuição das tensões de tração no interior do bloco, e ainda diminuiu a máxima tensão de tração.

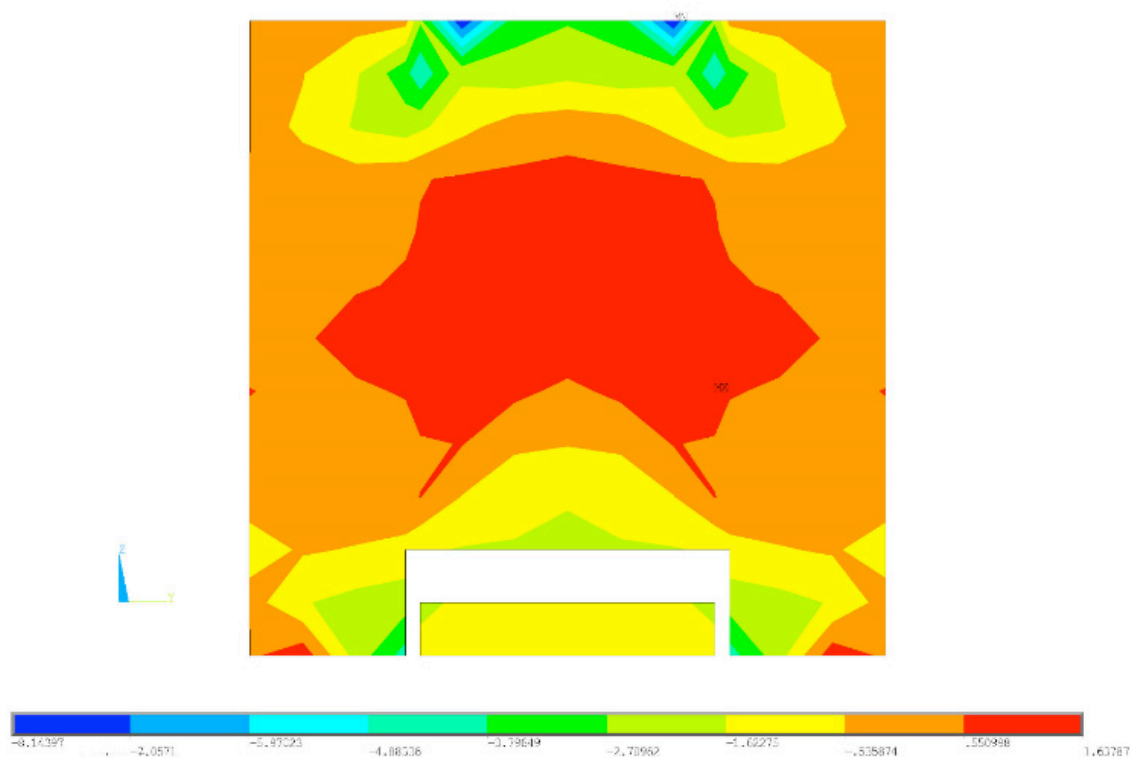
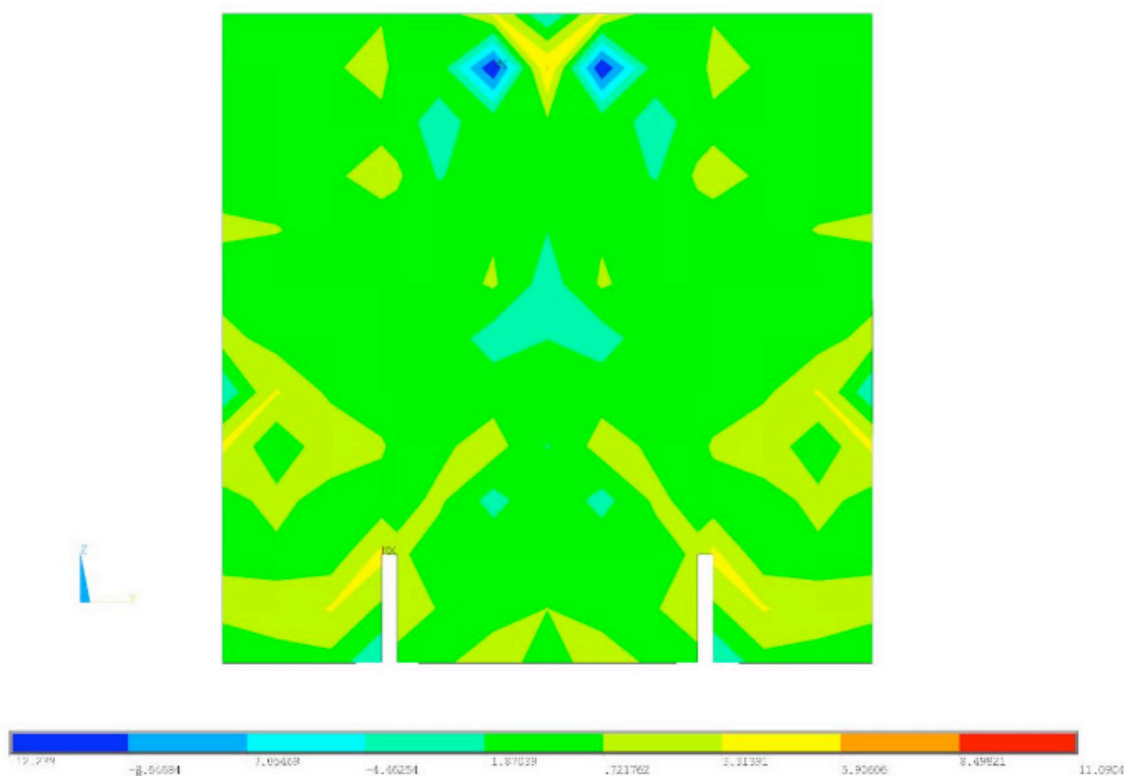


Figura 9 – Fluxo de tensões na direção Y. Modelo EMB5-C/P-S/A (ANSYS(2017)).



4.2 Embutimento da estaca e armaduras

O comportamento estrutural dos modelos, EMB5-S/P-A2, EMB15-S/P -S/A, EMB15-S/P-A2, EMB25-S/P-A2 e EMB25-S/P-A2 foram avaliados com variação da profundidade de embutimento da estaca, além desse critério, foi levado em avaliado a presença ou não de armadura de cintamento (confinamento). O gráfico da figura 11 apresenta a comparação entre força e deslocamento nodal na região nuclear dos modelos analisados.

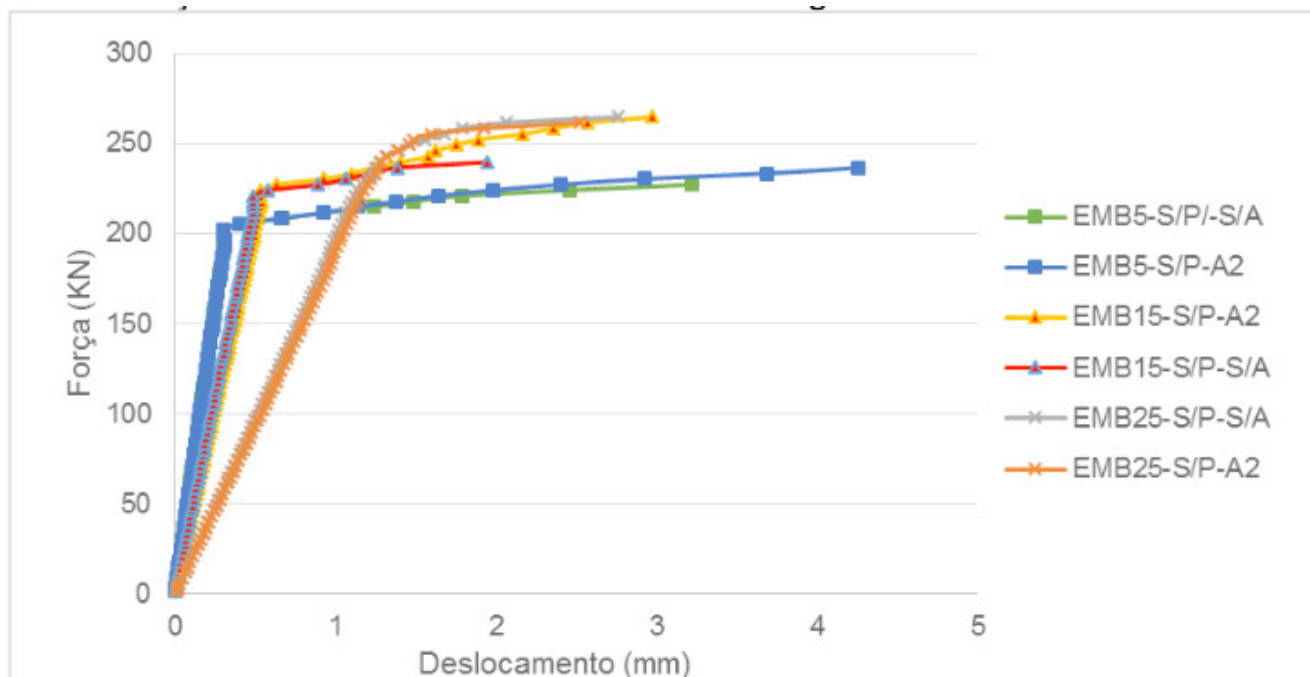


Figura 11 – Gráfico de força vs deslocamento. Região do núcleo (Autor(2017))

A partir do gráfico observou-se que nos estágios iniciais de carregamento, os modelos em análise apresentaram diferenças significativas de plasticidade, sendo que o aumento do módulo de rigidez, bem como o limite de proporcionalidade se mantiveram diretamente proporcionais ao aumento de embutimento da estaca. A força limite última cresceu diretamente em relação ao aumento do embutimento da estaca no bloco. De forma generalizada a presença de armadura de cintamento aumentou ligeiramente a força última e a ductilidade dos blocos.

O fluxo de tensões de tração no interior bloco também foi avaliado. Nesta análise foram analisados os modelos EMB15-S/P-S/A e EMB25-S/P-S/A, além do modelo EMB5-S/P-S/A ilustrado anteriormente na figura 9. Para esta análise o carregamento foi limitado a 80 passos de carga considerou-se ausência de armaduras. A figura 12 ilustra o comportamento do fluxo de tensões na direção Y do modelo EMB15-S/P-S/A. Na figura 13, por sua vez, é ilustrado, o fluxo de tensões na direção Y do modelo EMB25-S/P-S/A. A partir da análise visual dos modelos numéricos, nota-se que

maiores embutimentos são favoráveis à distribuição das tensões de tração no bloco, nota-se ainda que, a tensão de máxima de tração é significativamente reduzida com o aumento do embutimento.

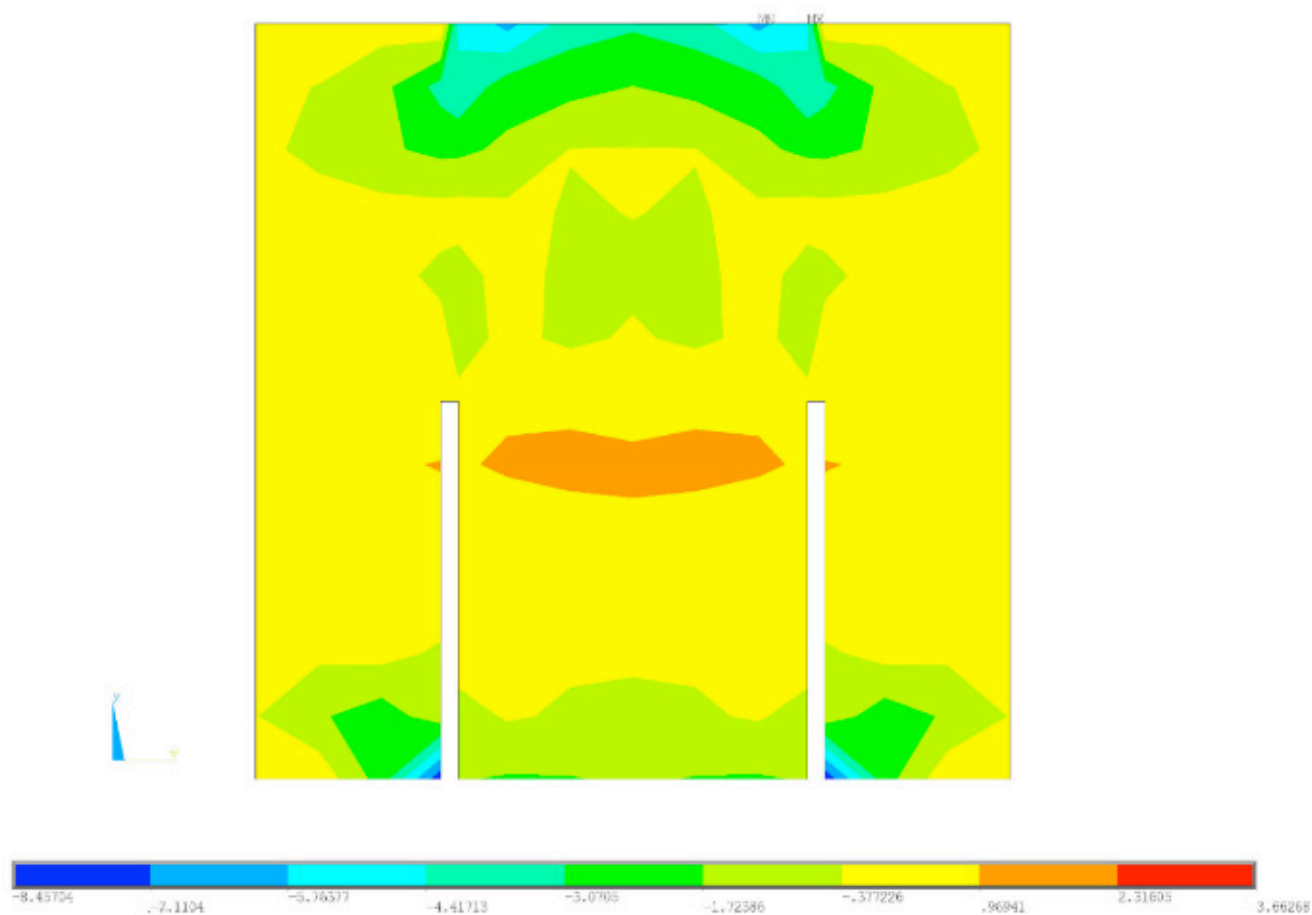


Figura 12 – Fluxo de tensões na direção Y. Modelo EMB15-S/P-S/A (ANSYS(2017)).



Figura 13 – Fluxo de tensões na direção Y. Modelo EMB25-C/P-S/A (ANSYS(2017)).

4.3 Força Última

A força última resistida por cada modelo está descrita na tabela 2.

Modelo	Força ultima (kN)
EMB5-C/P-A1	286,5
EMB5-S/P-A1	280,3
EMB5-C/P-A2	289,7
EMB5-S/P-A2	261,6
EMB15-S/P-A2	310,3
EM25-S/P-A2	267,8
EMB5-C/P-S/A	277,2
EMB15-S/P-S/A	274,1
EM25-S/P-S/A	264,7

Tabela 2 – Força última em cada modelo

5 | CONCLUSÃO

Em virtude dos resultados obtidos numericamente, foi possível verificar que a placa de distribuição teve uma influência significativa no que diz respeito às tensões de tração no interior do bloco. Esta técnica construtiva é interessante no dimensionamento do bloco sobre uma estaca.

Nos modelos com embutimento de cinco centímetros e armadura do tipo 1, verificou-se maior eficiência em relação ao modelo 2, pois além de se ter uma menor taxa de aço, tal armadura possibilitou maior ductilidade aos modelos.

O maior embutimento da estaca no bloco apresentou como um fator benéfico à distribuição de tensões, reduzindo os valores globais de tensão ao longo da maior dimensão da estaca.

A partir deste trabalho espera-se a realização de ensaios experimentais para comprovar os resultados obtidos no modelo numérico.

6 | AGRADECIMENTOS

A Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais – FAPEMIG.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2010

FUSCO, P.B. (1995). **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Editora Pini Ltda.

GERDAU, (2015). **Estacas Metálicas Gerdau**. disponível em: <https://www.gerdau.com/br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/manual-estacas-metalicas.pdf>, acesso em março de 2017.

LANGENDONCK, T. (1957). **Cálculo de concreto armado**. São Paulo, v.1-2.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. (1978). **Construções de Concreto**. Rio de Janeiro, Interciência, v.2-3.

ESTUDO COMPARATIVO DA ASSOCIAÇÃO DE MEMBROS DE TRELIÇAS ISOSTÁTICAS

Francisca Ires Vieira de Melo

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Caraúbas – Rio Grande do Norte

Leonardo Henrique Borges de Oliveira

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Pau dos Ferros – Rio Grande do Norte

Layane Silva de Amorim

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Pau dos Ferros – Rio Grande do Norte

Lourena Barbosa Cavalcante Paiva

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Caraúbas – Rio Grande do Norte

Sara Fernandes Rocha

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Pau dos Ferros – Rio Grande do Norte

RESUMO: Este trabalho tem como objetivo realizar um estudo comparativo do comportamento estrutural de treliças planas, cujas associações escolhidas para análise foram a Howe, Pratt, Belga e Warren. Para a determinação dos esforços, utilizou-se a ferramenta computacional Ftool v3.01. O estudo foi dividido em três etapas: Na Primeira Etapa realizou-se uma comparação dos comportamentos dos 4 tipos de associação estudados para um vão livre fixo com variação da altura. Na Segunda Etapa, realizou-se a análise de parâmetros para que os deslocamentos

sofridos em uma viga fossem equivalentes aos de uma treliça tipo Warren. Na Etapa Final, estudou-se o esforço interno de momento fletor, comparando entre treliça e viga. Concluiu-se que o modelo de treliça que apresentou um melhor comportamento foi a treliça tipo Warren, cuja associação apresentou uma rigidez mais elevada em comparação as demais associações estudadas e uma faixa de variação de normais solicitantes inferior às demais. Ainda com a Segunda Etapa, percebeu-se que as treliças necessitam de seções transversais mais leves em comparação com as necessárias por uma viga para obter os mesmos resultados, tornando o uso das treliças mais viáveis por acarretarem economia de material.

PALAVRAS-CHAVE: Comportamento estrutural; Esforços internos; Treliças.

COMPARATIVE STUDY OF THE ASSOCIATION OF MEMBERS OF ISOSTATIC TRUSSES

ABSTRACT: This paper aims to carry out a comparative study of the structural behavior of flat trusses, whose associations chosen for analysis were Howe, Pratt, Belgian and Warren. In order to determinate the efforts, the software Ftool v3.01 was used. The study was divided into two analyzes: the first analysis, it was realized the comparison of the behaviors of 4 types of association for a free span of 10m

and heights of varying from 2 to 10m. And the second, it was realized the analysis of parameters necessary in order that displacements occurred in a beam were equal to a truss Warren. Finally, it was determined the maximum bending moment of the girder and Warren. It was concluded that the truss model which present better structural behavior showed better behavior was the truss type Warren, for possessing higher mechanical strength, presenting a rules variation range requesters lower than others. From the results of analysis II, the trusses required smaller section area required to get the same results required material saving, confirming the fundamental importance of the study of associations for a better and effective choice at the time of its implementation.

KEYWORDS: Structural behavior; Internal efforts; Trusses.

1 | INTRODUÇÃO

As treliças estão entre as estruturas que possuem um vasto campo de aplicação na engenharia, podendo as mesmas ser planas ou tridimensionais, onde uma de suas principais finalidades é vencer grandes vãos livres, como pontes e coberturas, entre diversos outros usos. São formadas por meio de barras conectadas em suas extremidades por rótulas ou articulações. A rótula é um apoio interno que permite a rotação entre as peças ligadas, caracterizada pelo esforço interno do tipo momento fletor ser nulo.

Nas diversas situações práticas de aplicação de treliças, o projetista vai se deparar com inúmeras possibilidades de modelos e diferentes tipos de associações. Na maioria dos casos, a escolha do modelo é aleatória, baseada em sua habilidade, experiência e intuição, esse processo de escolha nem sempre é o mais satisfatório com relação à economia.

É nessa busca por uma maior eficiência que surge a necessidade de um estudo prévio antes da implementação de um determinado modelo e sua associação, em virtude da busca pela melhor relação custo benefício, e por uma maior velocidade e praticidade na execução do processo. Mas, para entendermos outros pontos de interesse como o deslocamento (ou) da treliça, quando está submetida a um carregamento ou até mesmo como se comporta quando se aumentam as distâncias dos seus nós, é necessária uma análise mais aprofundada com a utilização de ferramentas computacionais podendo-se citar como exemplo Truss Analysis, Mathematic for Technology e Ftool.

Com a infinidade de tipos de treliças existentes no mercado, e as diversas formas de associação das peças que as compõem, surge a necessidade de conhecê-las, no sentido de entender o comportamento mecânico mais profundamente, e desenvolver novos métodos que se adequem a novas utilizações. Este trabalho busca, além de obter conhecimentos dos comportamentos de alguns tipos de associações, proporcionar a consciência da importância do estudo e análise do tipo de associação antes de sua implementação, para que as mesmas deixem de ser aplicadas sem estudo detalhado,

como acontece na prática, e passem a ser analisadas de acordo com a necessidade e função desejada.

Nesse sentido, o objetivo deste trabalho é realizar estudos comparativos entre treliças planas do tipo Howe, Pratt, Warren e Belga, analisando os esforços normais com o auxílio do software Ftool. Verificando a influência no comportamento estrutural, da variação de parâmetros como a altura. De modo a apresentar a importância de um dimensionamento adequado, relacionando o desempenho estrutural com economia de material.

2 | METODOLOGIA

2.1 Parâmetros Utilizados Nas Análises

Na Figura 2, pode-se verificar as quatro associações selecionadas para o estudo e os parâmetros apresentados.

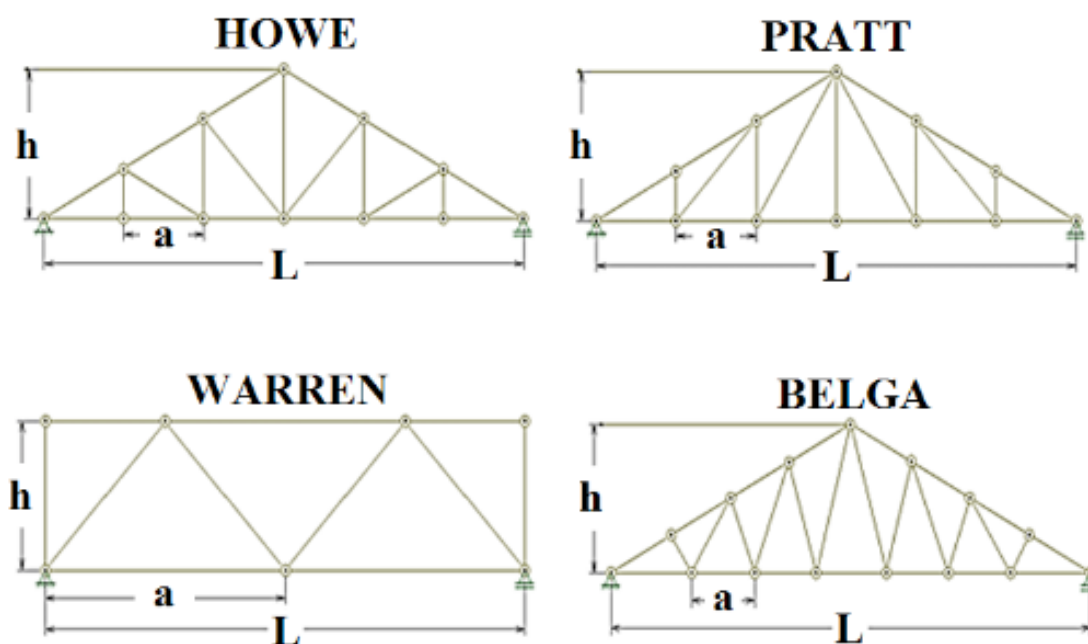


FIGURA 2: Associações de treliças estudadas (AUTOR (2015)).

Os dados constantes na Tabela 1 são referentes aos parâmetros gerais das estruturas analisadas, definidos da seguinte forma:

- Vão livres ou comprimento (L): Adotou-se o mesmo comprimento para todas as associações.
- Altura (h): Para as estruturas analisadas adotaram-se alturas de (2;4;6;8;10) m.
- Distância entre os montantes e diagonais da estrutura (a): A distância utiliza-

da nas treliças variou-se de acordo com as imposições geométricas de cada tipo de associação analisado.

	L (m)	a(m)	h(m)	a/L	L/h
Howe	10	1,67	2	0,17	5
	10	1,67	4	0,17	2,5
	10	1,67	6	0,17	1,67
	10	1,67	8	0,17	1,25
	10	1,67	10	0,17	1
Pratt	10	1,67	2	0,17	5
	10	1,67	4	0,17	2,5
	10	1,67	6	0,17	1,67
	10	1,67	8	0,17	1,25
	10	1,67	10	0,17	1
Warren	10	2,50	2	0,25	5
	10	2,50	4	0,25	2,5
	10	2,50	6	0,25	1,67
	10	2,50	8	0,25	1,25
	10	2,50	10	0,25	1
Belga	10	1,43	2	0,14	5
	10	1,43	4	0,14	2,5
	10	1,43	6	0,14	1,67
	10	1,43	8	0,14	1,25
	10	1,43	10	0,14	1

Tabela 1 - Parâmetros das treliças estudadas (AUTOR (2015)).

2.2 Descrição Das Análises

Nesta seção as análises serão divididas em duas etapas. A análise I tem o objetivo de comparar o comportamento dos tipos de treliças estudados sob diferentes relações L/h . Nesta análise, os critérios de comparações entre as associações de peças serão os deslocamentos máximos e os esforços normais máximos e mínimos. A análise II tem o objetivo de estabelecer uma comparação do comportamento de uma treliça do tipo Warren com uma viga bi-apoiada e o deslocamento máximo na viga e na treliça.

2.2.1 Análise I

Por meio da utilização do software computacional Ftool - Versão 3.01, desenvolvido por Luiz Fernando Martha, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio (Departamento de engenharia civil e Tecgraf/PUC-Rio/Instituto de desenvolvimento de software Técnico-Científico), realizaram-se análises estruturais, de modo a conhecer as forças as quais os elementos da estrutura estavam submetidos (tração ou compressão).

Inicialmente, atribuiu-se a todos os elementos que pertenciam ao modelo da treliça propriedades geométricas e mecânicas semelhantes, isto é, o mesmo módulo de elasticidade (E) e mesma seção transversal. Com relação aos carregamentos

solicitantes, considerou-se a equivalência estática de um carregamento distribuído em todo o comprimento para uma treliça ideal. Tal carregamento foi obtido pela multiplicação do módulo do carregamento distribuído por uma faixa de influência de cada nó. Assim, foi possível aplicar cargas concentradas nos nós da treliça de modo equivalente a todos os tipos analisados. A seguir será descrito o procedimento de estimativa da carga aplicada no nó. A Figura 3 ilustra uma treliça com a aplicação de um carregamento distribuído equivalente ao analisado.

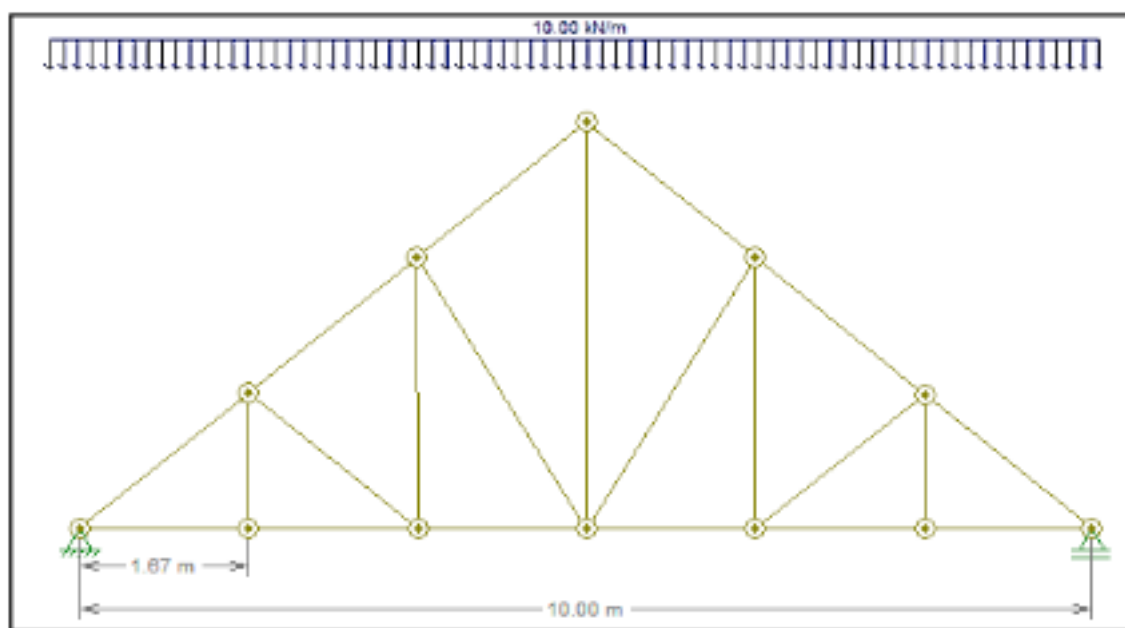


FIGURA 3: Treliça com carregamento distribuído (AUTOR (2015)).

Na Figura 4 é apresentada a distância do nó 1 ao nó mais próximo (nó 2) que é de 1,67m, a faixa de influência do carregamento distribuído no nó 1, é no caso, metade dessa distância 0,835m, como ilustra a Figura 4. Para o cálculo da força distribuída equivalente F_1 , multiplicou-se esta faixa de influência pelo carregamento distribuído, resultando numa força de 8,35 kN, que é à força equivalente no nó 1.

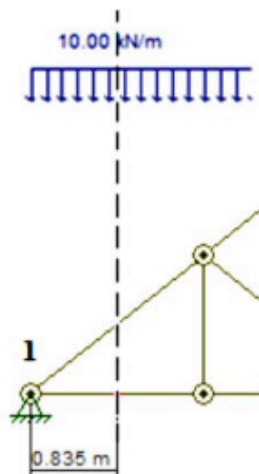


Figura 4: Cálculo da força equivalente no nó 1 (AUTOR (2015)).

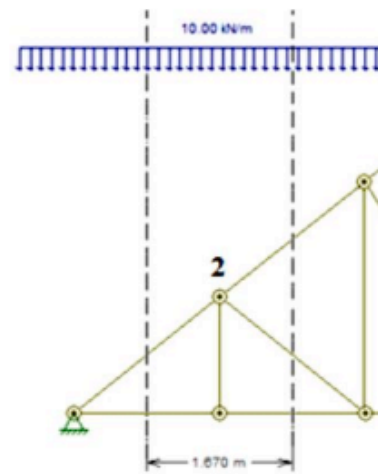


FIGURA 5: Cálculo da força no nó 2 (AUTOR (2015)).

No cálculo da força distribuída equivalente no nó 2, usou-se o mesmo procedimento, neste caso por ser um nó intermediário, utiliza-se a metade da distância entre os nós mais próximos ao nó 2, como mostrado na Figura 5. Após isso, multiplica-se a mesma pela força distribuída, assim $F_2=16,70 \text{ kN}$.

Este mesmo procedimento foi realizado para cada nó da treliça, cujos mesmos estão submetidos ao carregamento distribuído. A Figura 6 ilustra as forças equivalentes em cada nó da treliça.

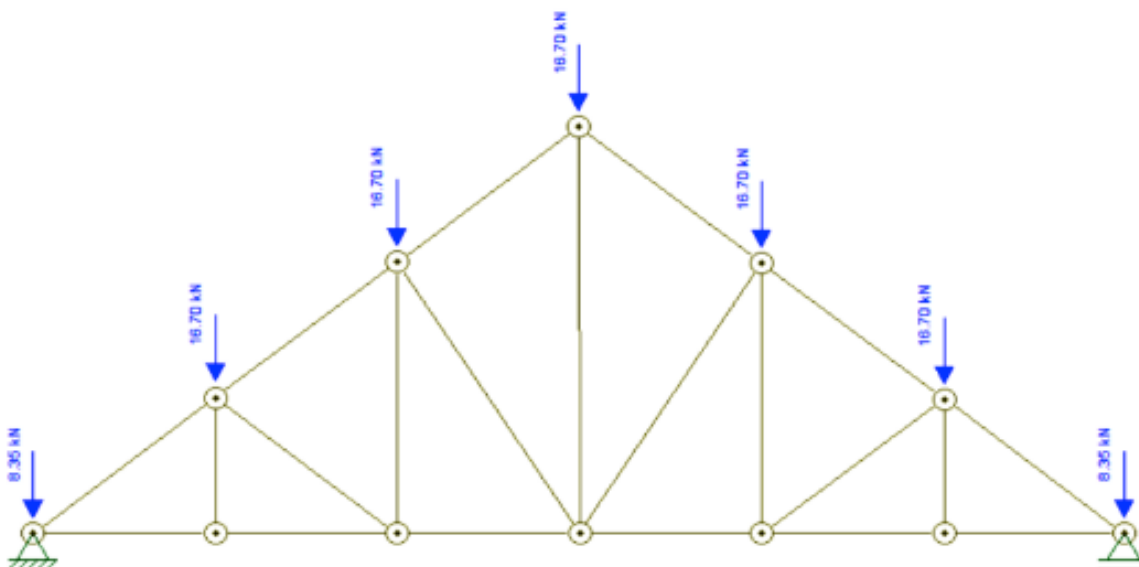


FIGURA 6: Forças em cada nó (AUTOR (2015)).

Após esse procedimento, calcularam-se as normais de cada barra da treliça, de modo a observar os seus limites máximos e mínimos, para todas as associações de treliças estudadas.

2.2.2 Análise li

Ao diferenciar algumas especificações da treliça, como inércia e seção transversal de suas barras, é possível realizar uma análise de comparação entre os resultados obtidos e os resultados de uma viga sob as mesmas condições (Figura 7), com o intuito de analisar as influências no comportamento estrutural do sistema, causado por esses fatores. Os resultados de deslocamentos e esforços internos foram comparados entre si.

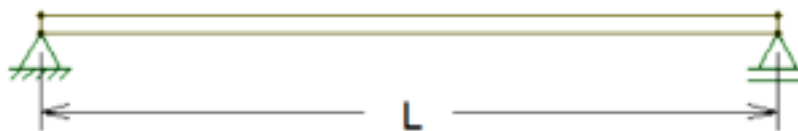


FIGURA 7: Viga (AUTOR (2015)).

Em função dos cálculos estruturais realizados no software FTOOL, e da análise gráfica dos resultados obtidos, foi possível verificar os deslocamentos sofridos por cada associação para cada um dos vãos estudados, de forma a apresentar qual é a mais adequada ao uso em cada situação de vão a ser vencido.

Assim, foi possível fazer uma análise geral entre a eficiência da utilização de treliças em substituição às vigas de alma cheia. De modo que o dimensionamento possui um papel fundamental no desempenho final, onde é necessário ser atribuídos perfis que atendam aos esforços atuantes nas barras, garantindo a viabilidade econômica, a eficiência e acima de tudo a segurança.

3 | RESULTADOS

3.1 Análise I

3.1.1 Análise dos Esforços Internos

Essa análise buscou comparar os esforços de tração e compressão, obtidos em cada elemento dos quatro tipos de treliça, estudando a faixa compreendida entre os esforços máximos e mínimos para cada associação estudada. Na Figura 8, encontram-se os valores dos esforços obtidos nas barras das treliças Warren, com 10m de vão entre os apoios e uma altura de 2m.

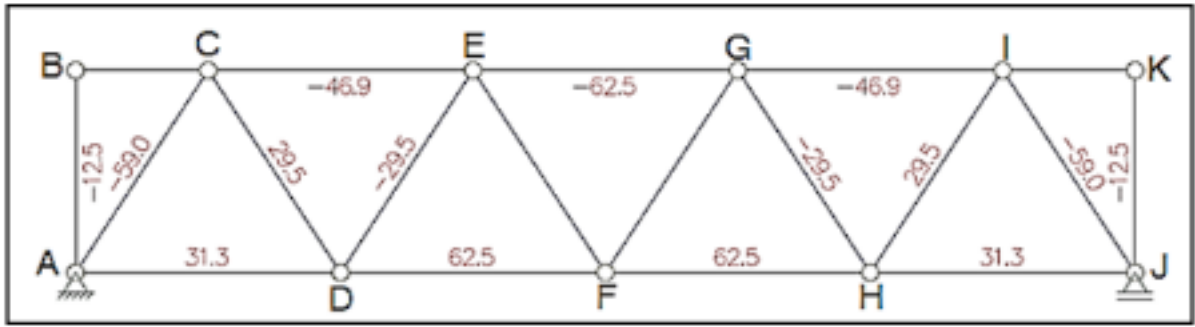


FIGURA 8: Esforços atuantes nas barras da treliça Warren (AUTOR (2015)).

Pode-se observar que os maiores esforços normais solicitantes ocorreram nas barras do banzo superior EG e nas barras do banzo inferior DF e FH, equivalente a 62,5 kN em módulo. Enquanto para as barras EF e FG os esforços teóricos registrados foram nulos. As normais mínimas foram encontradas nas barras AB e JK, correspondentes aos montantes da associação. Realizou-se esta mesma análise para as alturas de 4, 6, 8, e 10 m.

É importante observar que na associação do tipo Warren, algumas das barras estão submetidas a esforços normais nulos. Essa consideração induz à conclusão que essas barras não seriam necessárias na associação. Porém, a ausência dessas barras provocaria uma instabilidade global no sistema, o que indica que elas são necessárias para obedecer à lei de formação das treliças.

Neste trabalho, nas análises de faixas de esforços internos, os esforços normais nulos não foram considerados. Os valores obtidos nas análises são apresentados na Tabela 2.

	L	H	L/h	$N_{m\acute{a}x}$	$N_{m\acute{i}n}$
WARREN	10	2	5	62,5*	12,5(-)
	10	4	2,5	52,4(-)	12,5(-)
	10	6	1,67	51,1(-)	10,4(-)
	10	8	1,25	50,6(-)	7,8(+)
	10	10	1	50,4(-)	6,2(+)

Tabela 2 - Dados obtidos na treliça Warren (AUTOR (2015)).

(+) Tração; (-) Compressão.*O valor máximo foi encontrado em barras diferentes para tração e compressão.

Com os resultados da Tabela 2, obteve-se as normais máximas e mínimas em função de L/h , apresentadas na Figura 9, onde os pontos representados pelo triângulo equivale a esforços do tipo tração e o quadrado representa esforços do tipo compressão. A partir da análise do mesmo, notou-se que o vão com $L/h=2,5$ obteve uma menor variação entre a máxima e a mínima.

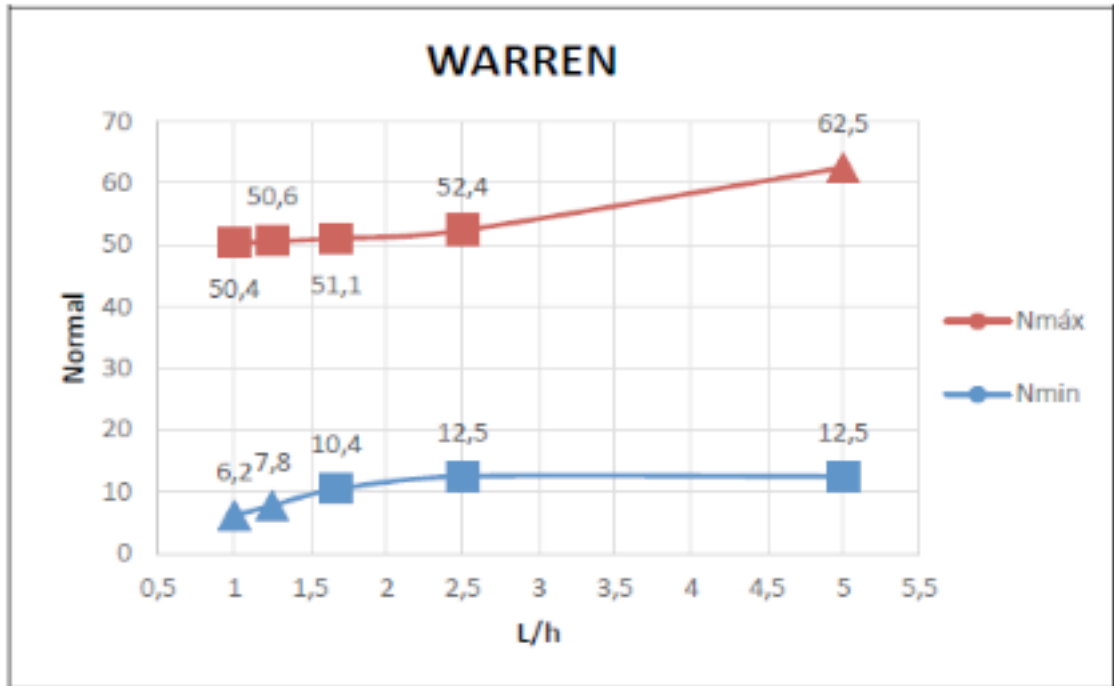


FIGURA 9: Gráfico 1, N_{máx} e N_{mín} na treliça Warren (AUTOR (2015)).

Na Figura 10, observa-se que os maiores esforços normais que submetem a treliça Pratt, ocorrem nas barras do banzo superior JL, e tem em módulo 112,6 kN. Enquanto na barra FG, o esforço teórico registrado foi nulo. As normais mínimas em módulo foram encontradas nas barras BC e JK, correspondentes aos montantes da associação.

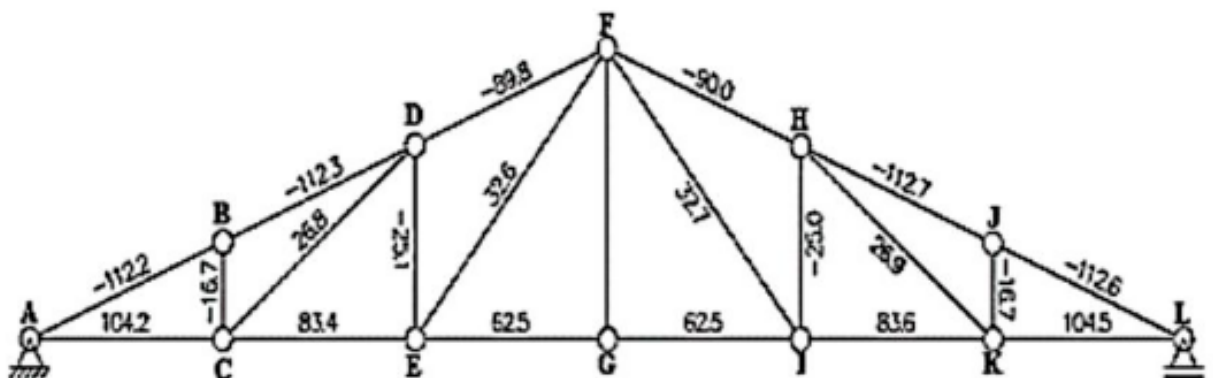


FIGURA 10: Esforços sofridos nas barras da treliça Pratt (AUTOR (2015)).

Realizou-se esta mesma análise para as alturas de 4, 6, 8, e 10 metros, conforme apresenta a Tabela 3.

PRATT	<i>L</i>	<i>H</i>	<i>L/h</i>	<i>N_{máx}</i>	<i>N_{mín}</i>
	10	2	5	112,7(-)	16,7(-)
	10	4	2,5	66,9(-)	16,7(-)
	10	6	1,67	54,5(-)	16,8(-)
	10	8	1,25	49,4(-)	15,7(+)
	10	10	1	46,8(-)	12,5(+)

Tabela 3 - Dados obtidos na treliça Pratt.

(+) Tração; (-) Compressão. (AUTOR (2015)).

Com os resultados da Tabela 3, as normais máximas e mínimas em função de L/h são apresentadas na Figura 11. A partir da análise, notou-se que o vão com $L/h=1,25$ obteve uma menor variação entre a máxima e a mínima, apresentando a máxima no banzo superior e a mínima no banzo inferior, chegando a valores de 49,4 kN e 15,7 kN.

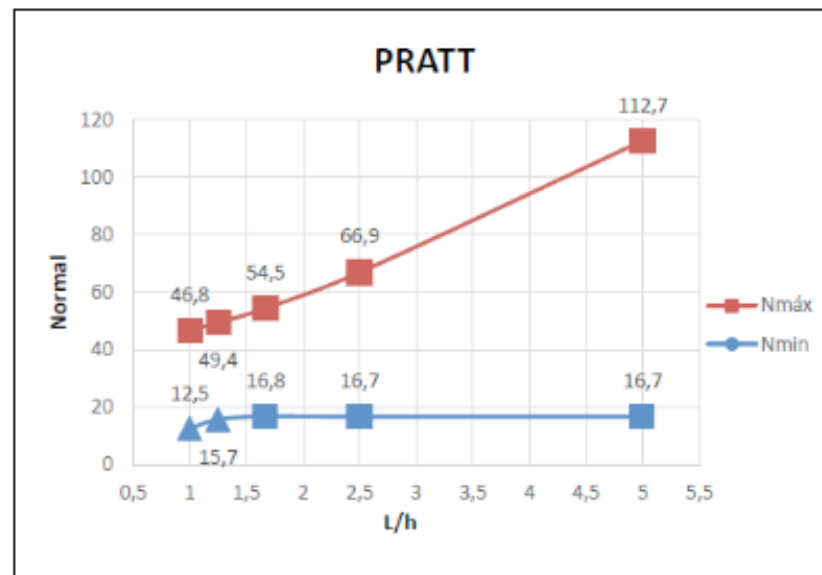


Figura 11: Esforços sofridos nas barras da treliça Pratt

Na Figura 12, observa-se que os maiores esforços normais sofridos pela treliça Howe, foram nas barras do banzo superior JL de 112,6 kN. Enquanto que para as barras BC e JK os esforços teóricos registrados foram nulos significando, a princípio, a não necessidade de sua existência. As normais mínimas foram encontradas nas barras DE e HI, correspondentes os montantes da associação.

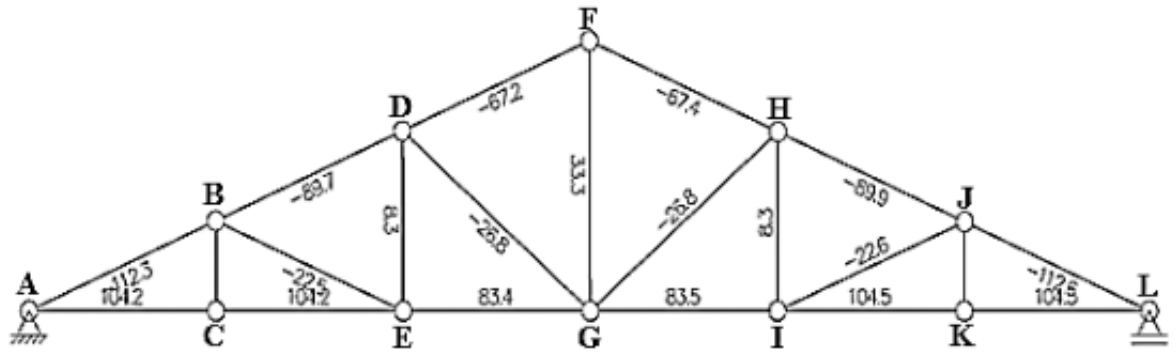


Figura 12: Esforços atuantes nas barras da treliça Howe (AUTOR (2015)).

Realizou-se esta mesma análise para as alturas de 4, 6, 8, e 10m, seguem os dados na Tabela 4.

HOWE	L	H	L/h	$N_{m\acute{a}x}$	$N_{m\acute{i}n}$
	10	2	5	112,6(-)	8,3(+)
10	4	2,5	66,9 (-)	8,3(+)	
10	6	1,67	54,4(-)	8,3(+)	
10	8	1,25	49,3(-)	8,3(+)	
10	10	1	46,7(-)	8,3(+)	

Tabela 4: Dados obtidos na treliça Howe. (AUTOR (2015)).

(+) Tração; (-) Compressão

A Figura 13 apresenta as normais máximas e mínimas em função de L/h . A partir da análise, notou-se que o vão com $L/h=1$ obteve-se uma menor variação entre a máxima e a mínima.

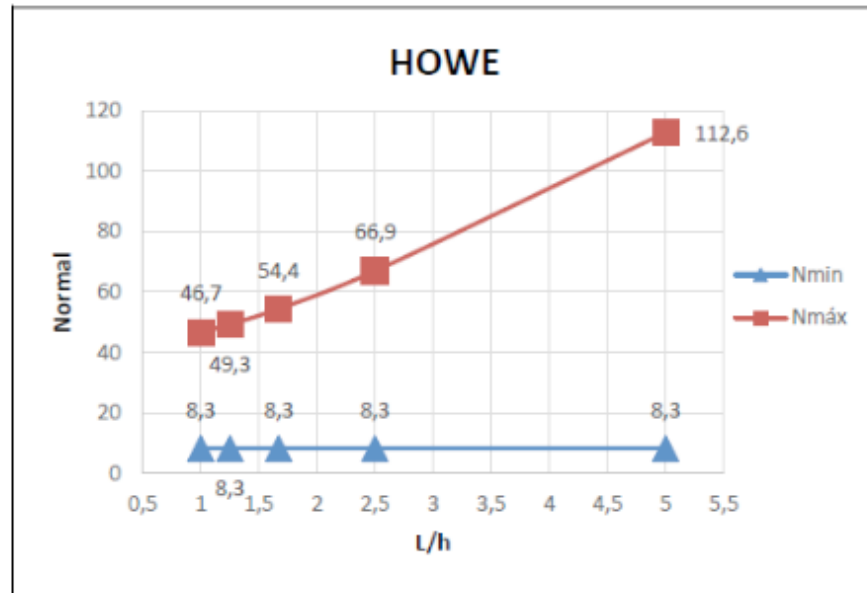


Figura 13: Esforços atuantes nas barras da treliça Howe

Na Figura 14, observa-se que os esforços normais máximos solicitantes na treliça Belga, ocorreram nas barras do banzo superior AB, com módulo 134,8 kN. Enquanto as normais mínimas foram encontradas na barra CD. Realizou-se esta mesma análise para as alturas de 4, 6, 8, e 10 m, seguem os dados das análises na tabela 5.

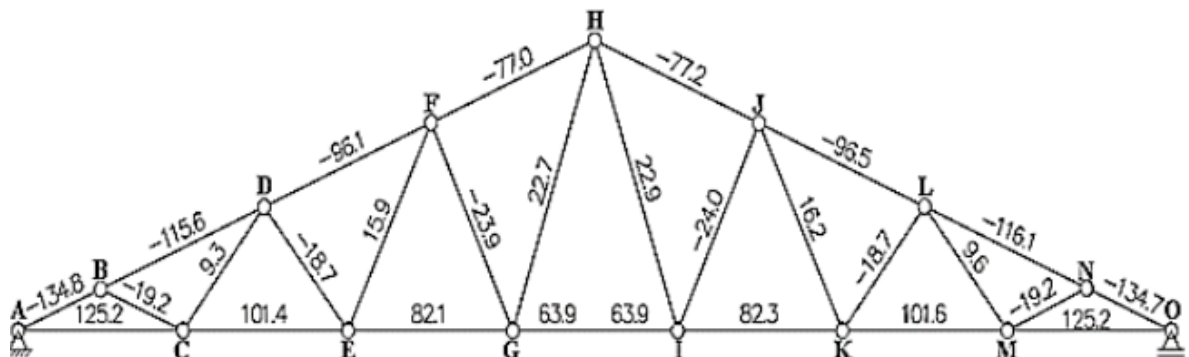


Figura 14: Esforços atuantes nas barras da treliça Belga (AUTOR (2015)).

	<i>L</i>	<i>H</i>	<i>L/h</i>	<i>N_{máx}</i>	<i>N_{mín}</i>
BELGA	10	2	5	134,89(-)	9,3(+)
	10	4	2,5	80,2(-)	7,6(+)
	10	6	1,67	65,2(-)	7,3(+)
	10	8	1,25	59,2(-)	7,1(+)
	10	10	1	56,1(-)	6,9(+)

Tabela 5: Dados obtidos na treliça Belga. (AUTOR (2015)).

(+) Tração; (-) Compressão.

Depois de obtidos os dados, as normais máximas e mínimas em função de L/h , são apresentadas na Figura 15. A partir da análise, notou-se que o vão com $L/h=1$, obteve uma menor variação entre a máxima e a mínima.

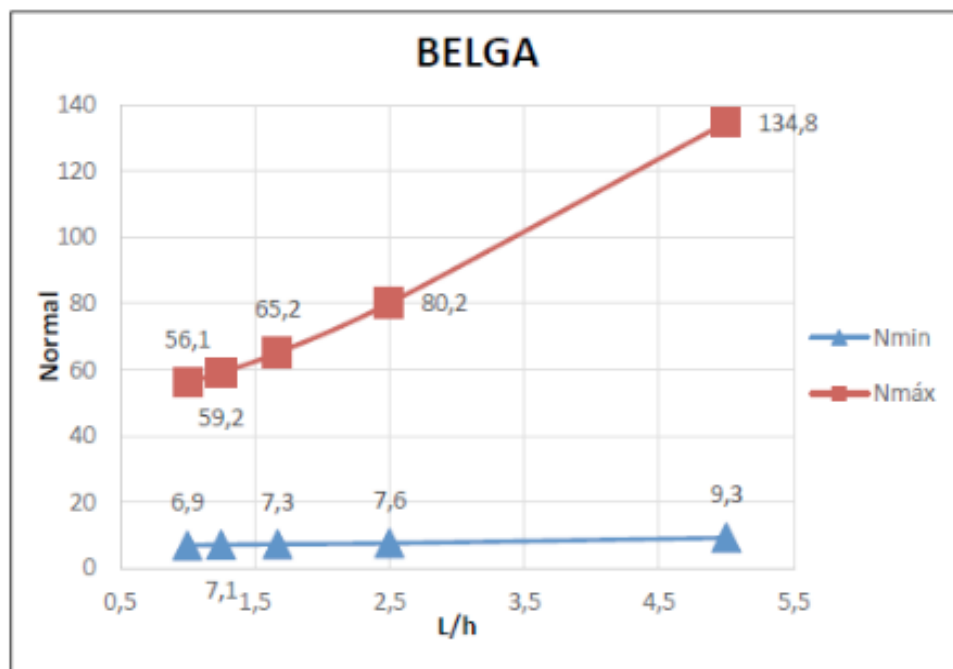


Figura 15: $N_{máx}$ e $N_{mín}$ na treliça Belga (AUTOR (2015)).

Após a análise de cada tipo separadamente, fez-se a comparação das faixas máximas e mínimas dos 4 tipos de associações. A Figura 16 apresenta as faixas das normais máximas onde os maiores valores foram obtidos em $L/h = 5$, onde mostra que quanto menor a altura maior os esforços sofridos nas barras. A Belga, Pratt e a Howe apresentaram comportamento semelhante, pois as três associações são do tipo tesoura. Entre as três, a Belga apresentou os maiores valores, a Pratt e Howe obtiveram, praticamente, os mesmos valores. Já a Warren apresentou um comportamento diferente, tendo uma variação bem pequena em seu comportamento.

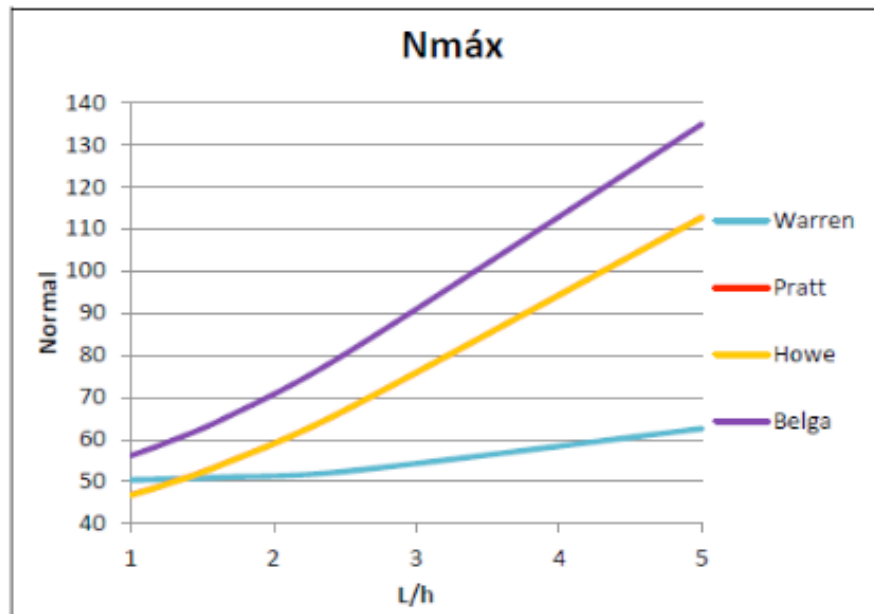


Figura 16: Normal máxima (Warren, Pratt, Howe e Belga)

A Figura 17 apresenta as faixas das normais mínimas, na qual se observa que dos comportamentos apresentados, os valores foram semelhantes para os tipos Warren e a Pratt. Nessas associações, é possível observar que, inicialmente há uma maior variação da normal mínima e com o aumento de L/h essa variação foi ficando constante. A Pratt apresentou maiores valores. A Howe se manteve constante, e a Belga apresentou um comportamento mais ascendente, e não se demonstrou constante com o aumento de L/h .

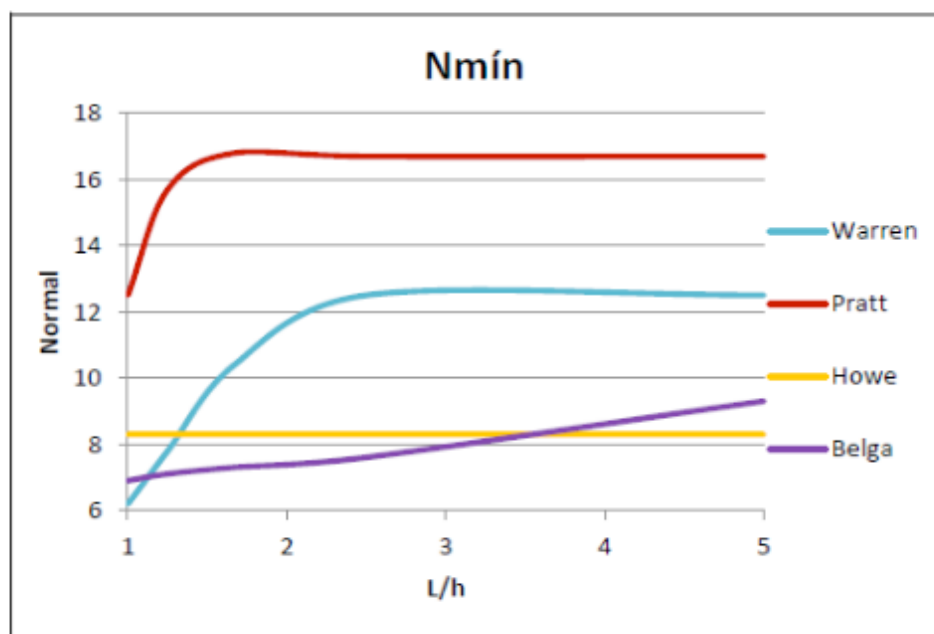


Figura 17: Normal mínima (Warren, Pratt, Howe e Belga)

Com os valores das normais máximas e mínimas, foi possível analisar as faixas

totais de cada tipo, como mostra a Figura 18.

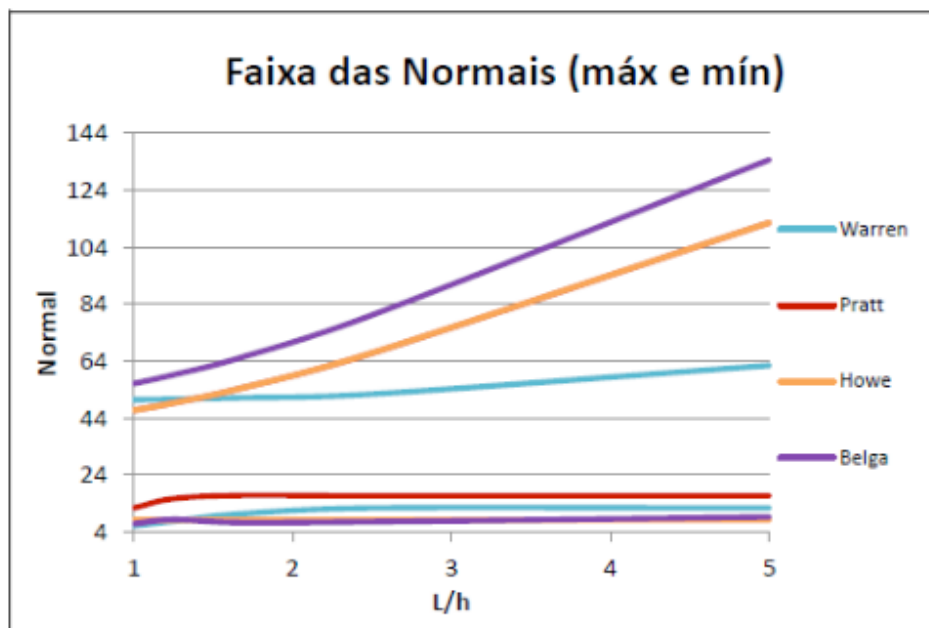


Figura 18: Faixa das normais

Observou-se que a treliça Belga apresentou a maior faixa de variações e a Warren, a menor, entre todas analisadas. Já a Pratt e a Howe, apresentaram uma faixa semelhante.

4.1.2 Análise dos Deslocamentos

Nessa análise buscou-se estudar a influência da variação da altura das treliças nos seus deslocamentos, para variações de altura (2;4;6;8;10)m, mantendo-se o mesmo vão ($L=10m$). Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 6. É possível observar que os maiores deslocamentos foram obtidos nas menores alturas, ou seja, quanto maior a altura h , menor os deslocamentos sofridos nas treliças.

	WARREN	PRATT	HOWE	BELGA	L/h
Deslocamento (mm)	0,006282	0,015924	0,016053	0,016951	5
	0,003918	0,005605	0,006116	0,00628	2,5
	0,004444	0,003925	0,004831	0,004752	1,67
	0,005417	0,003602	0,004854	0,004631	1,25
	0,006527	0,003648	0,005279	0,004921	1

Tabela 6: Deslocamentos sofridos (mm). (AUTOR (2015)).

Na Figura 19, é possível observar o comportamento das associações em termos de deslocamentos com a variação da relação L/h das análises, apresentadas na Tabela 6. As associações do tipo tesoura, isto é, com altura variável ao longo do eixo (Howe, Pratt e Belga) assim como na análise anterior, também apresentaram comportamentos semelhantes, apresentando maiores deslocamentos quando a relação L/h aumenta. Já a Warren apresentou um menor deslocamento em $L/h=2,5$ e deslocamentos muito próximos no menor e maior valor de L/h, o que demonstra que nesse tipo de associação a altura não influenciou muito no seu comportamento quanto ao deslocamento.

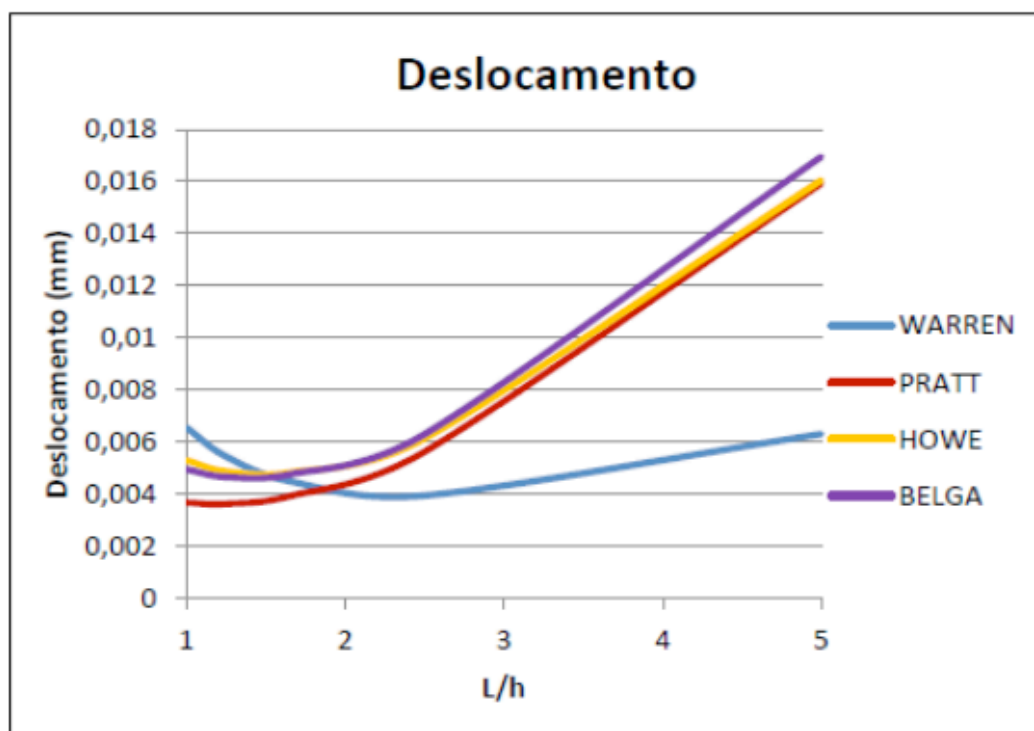


Figura 19: Deslocamentos (AUTOR (2015)).

5.1 Análise II

5.1.1 Análise Dos Deslocamentos Da Treliça Tipo Warren E Uma Viga.

Nesta análise, o comportamento da treliça Warren foi comparado ao de uma viga submetida às mesmas condições de carregamento e geometria. Através dos resultados de deslocamentos obtidos para os casos estudados na análise anterior (Item 4.1.2), buscou-se obter as propriedades geométricas da seção transversal de uma viga para que ela tenha os mesmos deslocamentos que a treliça com associação do tipo Warren. As Tabelas 8 e 9 apresentam os resultados obtidos nessas análises.

L (m)	h (m)	Área (mm ²)	Inercia (mm ⁴)	Seção circular D (mm)	Deslocamento (mm)
10	2	7.85x10 ¹¹	4.9x10 ¹⁶	1000	0,006282
10	4	7.85x10 ¹¹	4.9x10 ¹⁶	1000	0,003918
10	6	7.85x10 ¹¹	4.9x10 ¹⁶	1000	0,004443
10	8	7.85x10 ¹¹	4.9x10 ¹⁶	1000	0,005417
10	10	7.85x10 ¹¹	4.9x10 ¹⁶	1000	0,006527

Tabela 7: Dados da treliça Warren. (AUTOR (2015)).

L (m)	h (m)	Área (mm ²)	Inercia (mm ⁴)	Seção Retangular		Deslocamento (mm)
				B (mm)	D (mm)	
10	2	3.48x10 ¹²	1.01x10 ¹⁸	1867	1866	0,006283
10	4	4.10x10 ¹²	1.62x10 ¹⁸	2100	2100	0,003919
10	6	4.14x10 ¹²	1.43x10 ¹⁸	2035	2035	0,004444
10	8	3.75x10 ¹²	1.17x10 ¹⁸	1939	1936	0,005417
10	10	3.41x10 ¹²	9.73x10 ¹⁷	1847	1849	0,006528

Tabela 8: Dados da Viga. (AUTOR (2015)).

A partir dos dados obtidos, notou-se que a área da viga necessária para obter os mesmos deslocamentos apresentados na treliça Warren, é para todos os casos de altura, muito maior do que a da área da treliça. Consequentemente, isso também ocorre com os momentos de inércia.

A Figura 20 apresenta a relação entre a razão das áreas da viga pelas áreas da Warren, e a relação das razões da inércia da viga pela inércia da Warren.

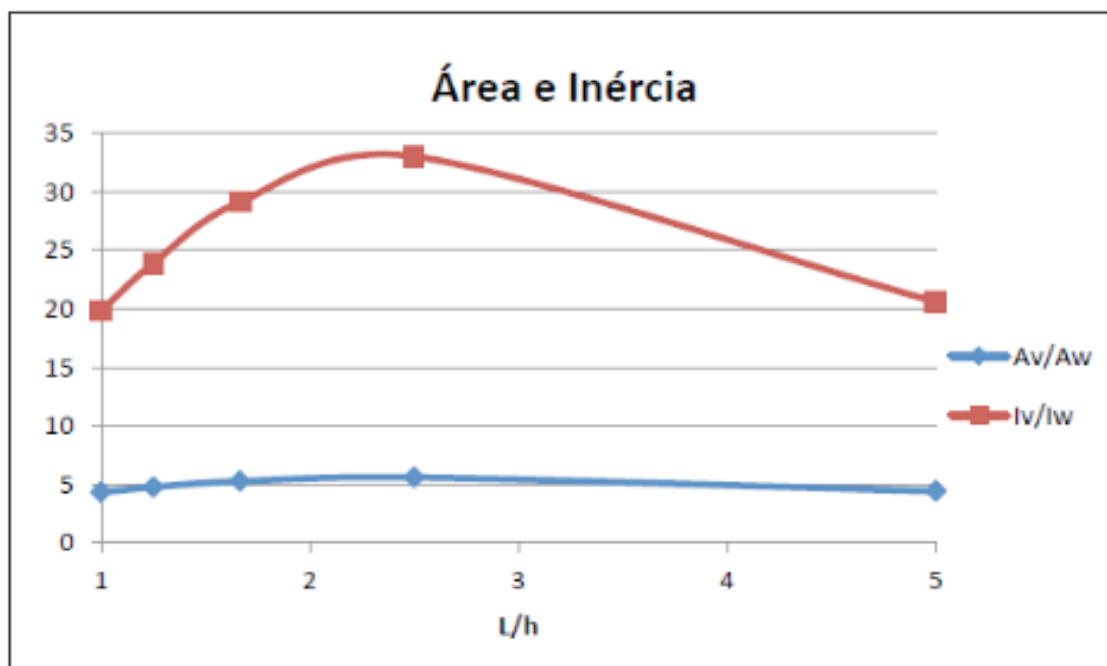


Figura 20: (Razão da Área da viga (A_v) pela Área da seção transversal das peças que constituem a associação da treliça Warren (A_w) e Razão da Inércia da viga (I_v) pela inércia das peças que constituem a associação da treliça Warren (I_w) (AUTOR (2015)).

Observou-se que os maiores valores apresentados, área e inércia, foram no ponto $L/h = 2,5$, em que a área chegou a ser cerca de 5 vezes maior e a inércia 30 vezes maior do que as apresentadas na Warren. Nesta análise, é possível observar que as treliças são capazes de vencer um vão de comprimento elevado com seções transversais menores em comparação a uma viga.

4 | CONCLUSÕES

Na primeira parte da Análise I, chegou-se à conclusão que a associação do tipo Belga possui uma maior faixa de intervalos entre as normais máximas e mínimas, e a Warren apresentou a menor variação da faixa, e também apresentou o menor deslocamento, concluindo-se assim que a Warren foi a que apresentou o melhor comportamento. Na Análise II, observou-se que as áreas necessárias de uma viga para que a mesma obtenha os mesmos deslocamentos que a treliça, são muito maiores. O que conseqüentemente resulta em um dimensionamento mais robusto e um maior consumo de materiais necessários para resistir aos esforços solicitantes, o que a torna inviável quando comparada com a Warren.

REFERÊNCIAS

CANSAN, A.; MARINI, D.; TIMM, A. U. **UM ESTUDO DO COMPORTAMENTO FÍSICO DAS ESTRUTURAS ISOSTÁTICAS**. Caxias do Sul - RS, 2014.

FERNÁNDEZ, Bianca Oliveira. **Sistemas de treliças modulares para pontes de madeira: uma boa**

alternativa para o Estado do Pará. 2010. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

MACHADO JÚNIOR, E.F. **Introdução à isostática.** Projeto REENG. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP. (1999).

MOLITERNO, Antonio. **Caderno de projetos de telhados em estruturas de madeira.** 4. ed. São Paulo: Blucher, 2010.

SERRA, José Luiz F. de A.. **Análise de treliças.** Curso de engenharia civil, Faculdade Sudoeste Paulista (FSP). 2013.

SÜSSEKIND, J.C. **Curso de Análise Estrutural: Estruturas Isostáticas**– Vol.1, 6ª ed. Editora Globo, Porto Alegre, 1981.

FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS ALTOS SEGUNDO DUAS VERSÕES: A SUGERIDA PELA NBR 6123/1988 E OUTRA SIMPLIFICADA

Marcus Vinicius Paula de Lima

Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil
Maringá, PR

Nara Villanova Menon

Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil
Maringá, PR

Maicon de Freitas Arcine

Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil
Maringá, PR

Juliana Penélope Caldeira Soares

Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil
Maringá, PR

RESUMO: Apresenta-se um estudo para determinação das cargas de vento em edifícios altos por dois métodos de cálculos diferentes. Inicialmente, uma revisão teórica dos principais elementos abordados no trabalho é realizada, como os procedimentos apresentados na NBR 6123:1988 para a determinação das cargas devidas ao vento nas estruturas. Descreve-se a seguir o método simplificado e informações sobre o software utilizado no estudo. São apresentados os modelos que foram estudados e as considerações para a modelagem no programa. Para as análises foi

utilizando o software SAP 2000 v15 e avaliou-se os deslocamentos e os esforços causados pelo vento em edifícios modelos. Através de comparações de resultados obtidos nas simulações dos quatro edifícios, pelos dois métodos de aplicação de carga, verificou-se a proximidade dos resultados, com a finalidade de mostrar a aplicabilidade e abrangência do método simplificado.

PALAVRAS CHAVE: edifícios altos, ação do vento, modelagem estrutural.

WIND FORCES IN HIGH BUILDING STRUCTURES USING TWO DIFFERENT METHODS: SUGGESTED BY NBR 6123/1988 AND OTHER SIMPLIFIED

ABSTRACT: A study is presented to determine wind loads in tall buildings by two different calculation methods. Initially, a theoretical review of the main elements addressed in the work is performed, such as the procedures presented in NBR 6123: 1988 for the determination of wind loads in the structures. The simplified method and information about the software used in the study are described below. The models that were studied and the considerations for modeling in the program are presented. For the analyzes, it was used the software SAP 2000 v15 and it was evaluated the displacements and the efforts caused by wind in model buildings. Through comparisons of the results obtained in

the simulations of the four buildings by the two load application methods, the proximity of the results was verified, to show the applicability and comprehensiveness of the simplified method.

KEYWORDS: tall buildings, wind action, structural modeling.

1 | INTRODUÇÃO

Segundo Betin (2007) a estrutura de uma edificação é composta basicamente de pilares e vigas, os quais devidamente dimensionados formam grelhas e pórticos que possibilitarão suporte para as placas (lajes). Cabe ao projetista estrutural dimensionar e lançar estes pilares de modo que os mesmos suportem as cargas verticais submetidas ao edifício. O autor salienta que a função de cada pavimento é de suportar os esforços gravitacionais resistidos pelas lajes, que carregam as vigas que, por sua vez, se apoiam em pilares, de modo que as cargas advindas de cada pavimento sejam transmitidas com segurança à fundação da edificação.

No entanto, quando se trata de edifícios altos, é imprescindível considerar a ação da força do vento na análise da estabilidade da edificação. De acordo com Fusco (1986), deve-se considerar a ação do vento, pois esta causa efeitos estáticos e dinâmicos importantes, que podem levar a instabilidade da edificação.

A NBR 6123/88 - Forças Devidas ao Vento em Edificações, é a norma brasileira que orienta o cálculo de edificações submetidas à ação do vento. Esta norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo das edificações.

O presente trabalho buscou analisar o efeito da ação dos ventos sobre edificações, através da aplicação das forças devido ao vento em edifícios altos, por dois métodos distintos: O sugerido pela NBR 6123/88 e um método de simplificado. Foi analisado também a viabilidade da adoção do método simplificado (como uma alternativa para tornar o processo de análise mais simples e rápido) por meio de um comparativo com os resultados obtidos pelo método convencional de aplicação.

2 | MÉTODO PROPOSTO PELA ABNT NBR 6123:1988

A NBR 6123 (1988) “Forças devidas ao Vento em Edificações” apresenta o método de cálculo para determinar a intensidade das forças horizontais devido ao vento agindo sobre a estrutura.

3 | MÉTODO SIMPLIFICADO

De acordo com PITTA (1988), buscando uma maior facilidade de cálculo, é comum, para uma análise dos painéis de contraventamento através dos métodos

contínuos, a utilização de uma força uniformemente distribuída igual para toda a altura do edifício. O autor ainda recomenda que, caso se faça uso dessa metodologia para o cálculo dos esforços devido ao vento, a altura aconselhável a ser utilizada para o cálculo do coeficiente S_2 da NBR 6123:1988 seja de 2/3 da altura total da edificação.

No presente trabalho, o método simplificado utilizado consiste na aplicação de esforços pelo método das “faixas de carga” utilizando um valor de S_2 constante para toda a altura da edificação. Conseqüentemente, os esforços também serão constantes, visto que o coeficiente S_2 é o único que varia conforme a altura da edificação.

3.1 Distribuição das Cargas de Vento na Fachada

Segundo GUARNIER (2009), a estrutura do edifício é assimilada a um conjunto de elementos resistentes verticais (chamados de painéis de contraventamento), travados entre si, horizontalmente, em vários níveis, pelas lajes dos vários pavimentos. Tais painéis são formados pela associação de pilares, pilares paredes e vigas.

De acordo com STAMATO (1978), a literatura técnica demonstra uma maior preocupação com o detalhamento dos esforços que agem sobre os painéis, tendo o problema da distribuição das cargas de vento entre os painéis, uma divulgação muito menor.

Um critério simplista comumente empregado para a distribuição dos esforços é o das “faixas de carga”, mostrado na Figura 1, por meio da planta baixa do andar-tipo de uma edificação:

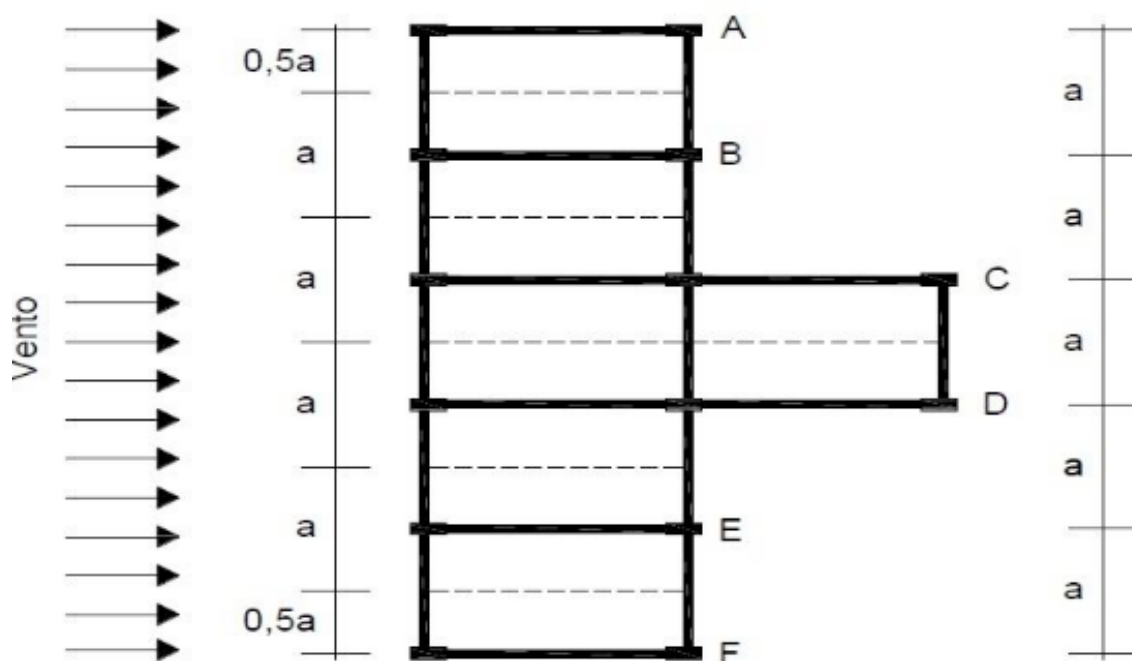


Figura 1 – Exemplo de representação de faixas de carga.

Fonte: STAMATO (1988)

Conforme mostrado pela Figura 1, os pórticos B, C, D e F, possuem faixas iguais

de contribuição da ação do vento. Já os pórticos A e F, possuem metade dessa faixa, já que são pórticos de divisa. Além disso, admitindo que as vigas sejam de mesma seção e os pilares de mesma forma, o deslocamento será igual para todos os pórticos. Para que isso aconteça, os pórticos C e D, que apresentam maior rigidez, receberam maior carga que os demais pórticos.

A Figura 1 mostra ainda a distribuição de áreas de contribuição para o carregamento do vento no sentido horizontal. A distribuição vertical dos esforços de vento, acontece de maneira análoga. Os pavimentos intermediários terão a mesma faixa de contribuição (tamanho igual ao pé direito), com a força aplicada na laje de divisão. Porém, a última laje recebe a contribuição apenas da metade do pé-direito, sendo a força aplicada sobre a laje de cobertura.

4 | MATERIAIS E MÉTODOS

Para a verificação da aplicabilidade do método simplificado na simulação de esforços devido ao vento, utilizou-se de dois layouts diferentes de planta baixa: uma com geometria retangular e a outra de geometria quadrada. Além disso, variou-se a altura da edificação, sendo feito a simulação para edifícios de sete e de trinta andares. Para cada edifício proposto, fez-se a simulação no SAP 2000 V15, pelos dois métodos: o método da NBR 6123 (1988) e o método simplificado. Com isso, gerou-se oito modelagens diferentes. As características de cada modelo, são mostradas no Quadro 1.

Modelo 1	Edifício de geometria quadrangular, com 7 andares, utilizando o método simplificado para determinação dos esforços devido a ação do vento.
Modelo 2	Edifício de geometria quadrangular, com 7 andares, utilizando o método proposto pela norma para determinação dos esforços devido a ação do vento.
Modelo 3	Edifício de geometria retangular, com 7 andares, utilizando o método simplificado para determinação dos esforços devido a ação do vento.
Modelo 4	Edifício de geometria retangular, com 7 andares, utilizando o método proposto pela norma para determinação dos esforços devido a ação do vento.
Modelo 5	Edifício de geometria quadrangular, com 30 andares, utilizando o método simplificado para determinação dos esforços devido a ação do vento.
Modelo 6	Edifício de geometria quadrangular, com 30 andares, utilizando o método proposto pela norma para determinação dos esforços devido a ação do vento.
Modelo 7	Edifício de geometria retangular, com 30 andares, utilizando o método simplificado para determinação dos esforços devido a ação do vento.

Modelo 8	Edifício de geometria retangular, com 30 andares, utilizando o método proposto pela norma para determinação dos esforços devido a ação do vento.
----------	--

Quadro 1 – Características dos exemplos estudados

Os layouts de planta baixa utilizados para a simulação dos esforços devido a ação do vento nas edificações, são os mostrados nas Figuras 2 e 3.

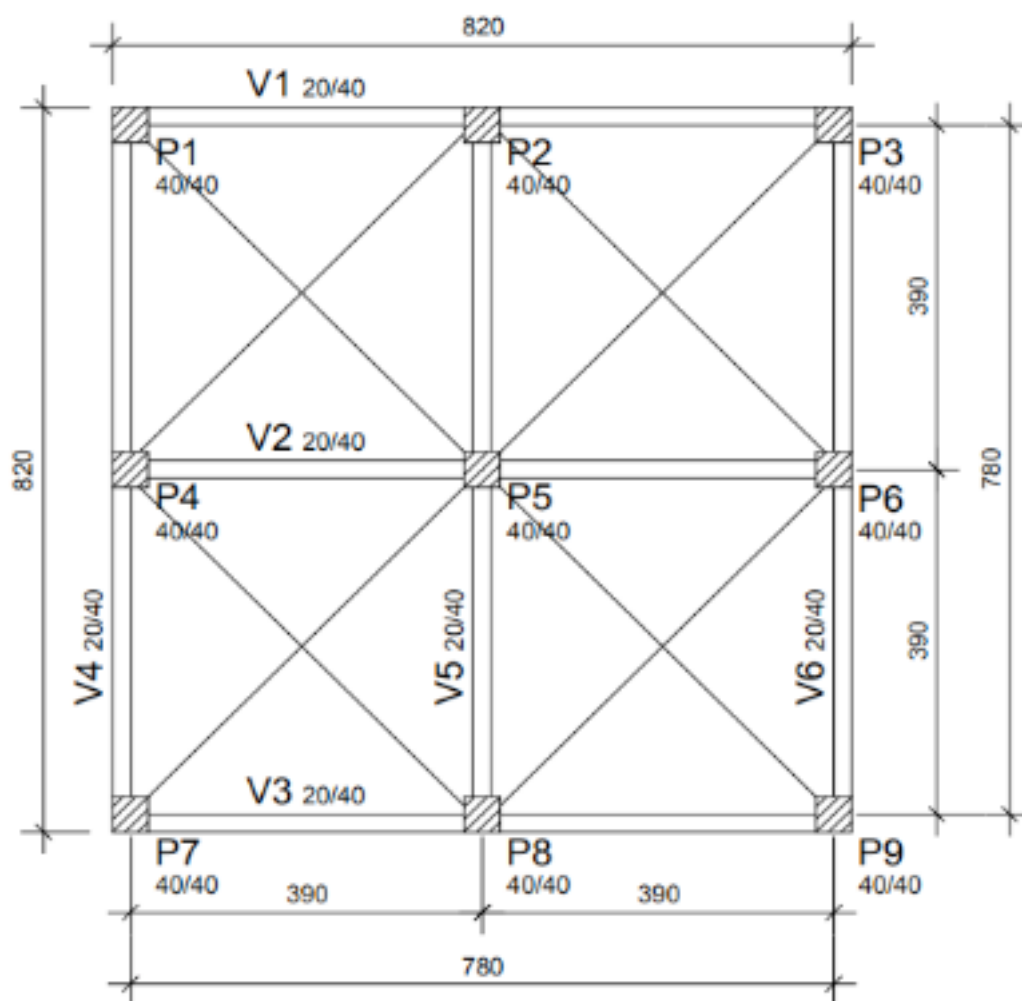


Figura 2.0 – Edifício de geometria quadrangular.

Fonte: MONCAYO (2011).

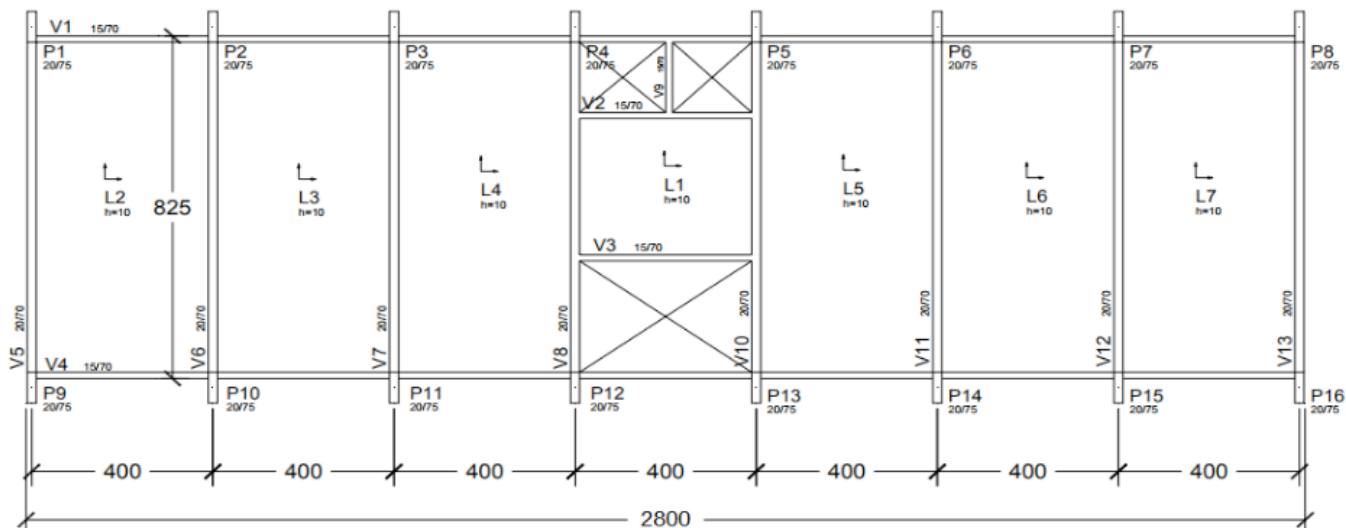


Figura 3 – Edifício de geometria retangular

Fonte: Adaptado FRANÇA (1985).

As plantas escolhidas para o desenvolvimento deste estudo são típicas de uma estrutura convencional de concreto armado. O layout de edifício de geometria quadrangular, apresentado na Figura 2 possui dimensões 8,20 m por 8,20 m e seções de pilares e vigas mostradas na mesma figura. Já o layout de edifício de geometria retangular, mostrado na Figura 3, possui dimensões de 8,25 m por 28,00 m e também possui seções de pilares e vigas mostradas na figura. Para cada um dos modelos, calculou-se inicialmente a ação do vento de acordo com a NBR 6123 (1988) – Forças devidas ao vento em edificações. Para o cálculo das forças, foi necessário a adoção de alguns fatores, relativos ao local em que o empreendimento será construído e a sua futura utilização:

- O local escolhido é a cidade de Maringá – PR., portanto, com velocidade básica do vento (V_0) igual a 43 m/s, para essa localidade.
- O terreno em que a edificação seria implantada é plano, sendo o fator topográfico (S_1) igual a 1,0.
- Para o cálculo do coeficiente S_2 , considerou-se o novo centro da cidade de Maringá, local esse cercado de edificações grandes, altas e pouco espaçadas (Categoria V). Além disso, para os edifícios de sete andares, com altura de topo igual a 21 metros (Pé-direito de 3,0m), foi adotada a Classe B (Maior dimensão vertical ou horizontal está entre 20 e 50 metros). Já para os edifícios de 30 andares, com altura de topo igual a 90 metros (Pé-direito de 3,0m), foi adotada a Classe C (Maior dimensão vertical ou horizontal excedendo 50m), porém, trabalhando a favor da segurança, será também adotada a Classe B para esses edifícios. A edificação seria utilizada para fins residenciais, sendo assim, pertencente ao grupo 2. Para tal grupo, o coeficiente S_3 é igual a 1,0.
- Para a simulação dos edifícios no SAP 2000v15, os dados utilizados para o material da estrutura, foram os seguintes:

- Concreto de resistência característica (F_{ck}) igual a 30 Mpa;
- Módulo de elasticidade (E) igual a 26071,59 MPa, calculado de acordo com a NBR 6118:2014;
- Peso específico de 25 kN/m³;
- Coeficiente de Poisson utilizado de 0,2.
- A fundação foi considerada trabalhando como apoio de terceiro gênero, engastada no solo, e as lajes tendo comportamento de diafragma rígido.

4.2 Cargas Devidas ao Vento

Nesta seção apresentam-se os oito modelos para os quais foram determinados os coeficientes de ajuste S_2 , os coeficientes de arrasto (C_a), os resultados dos coeficientes de ajuste (S_2), as velocidades características (V_k), as pressões dinâmicas (q) e as Forças de arrasto (F_a). Os modelos 1, 2, 3 e 4, são para os edifícios de 7 andares. São mostradas nas figuras 4 a 11 as distribuições dos esforços devido ao vento para as primeiras lajes de cada edifício.

MODELO 1

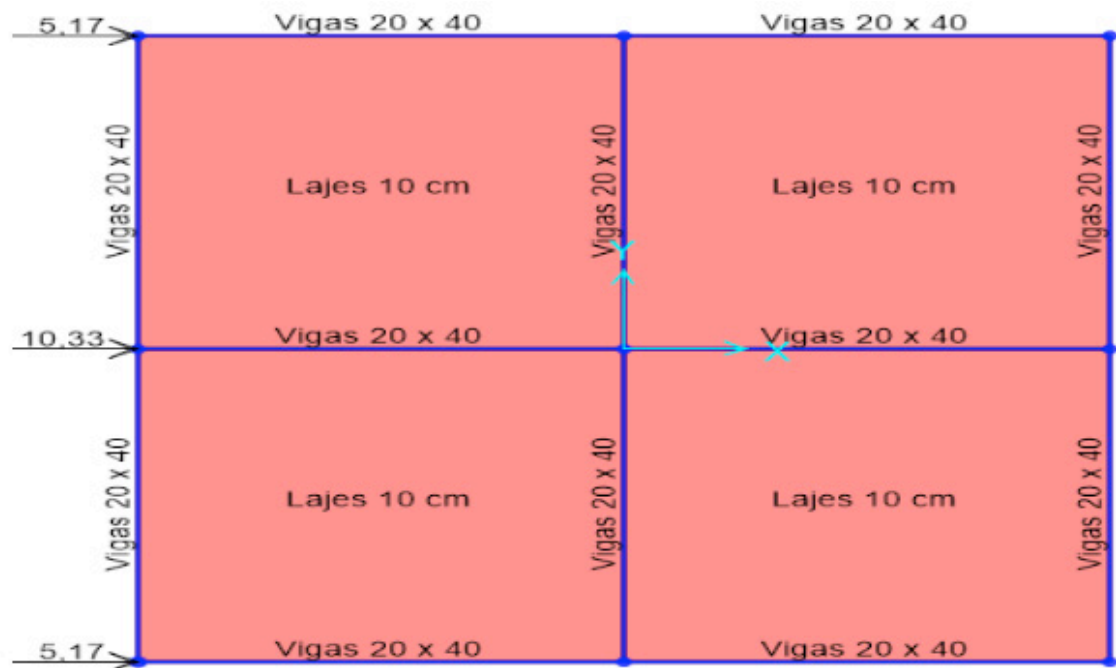


Figura 4 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 2

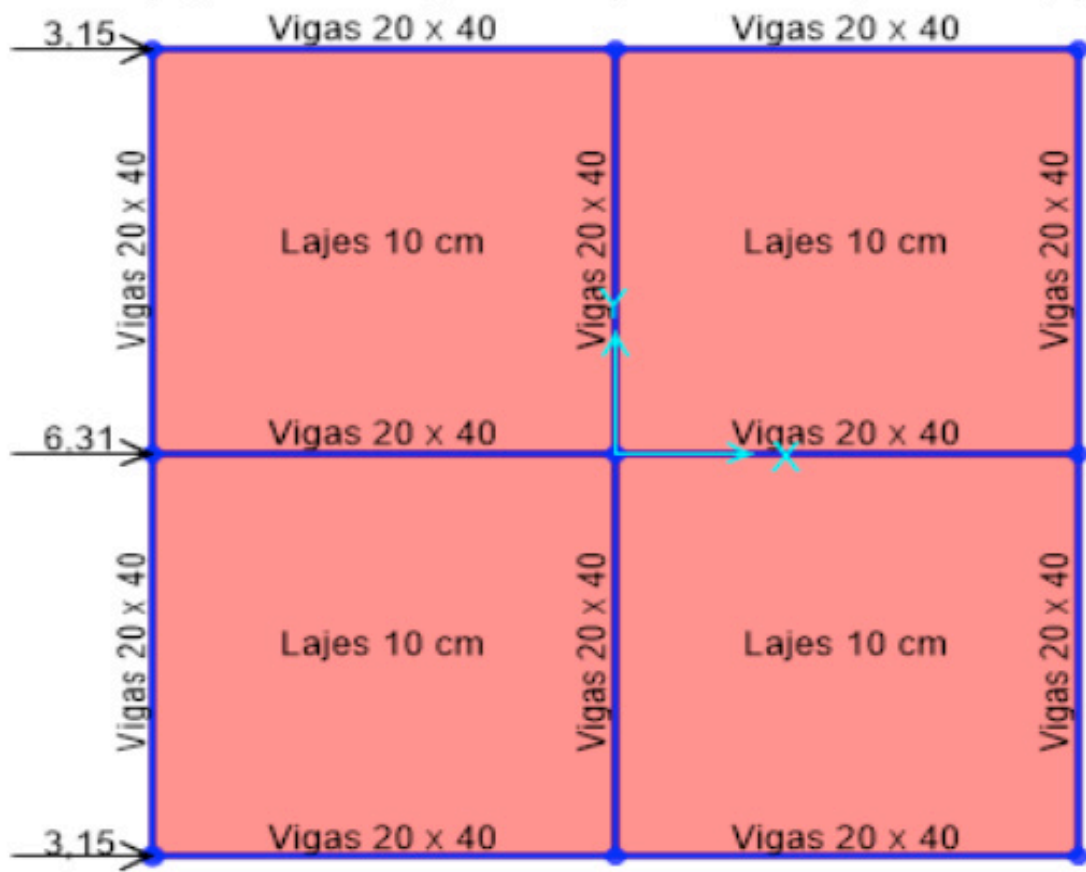


Figura 5 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 3

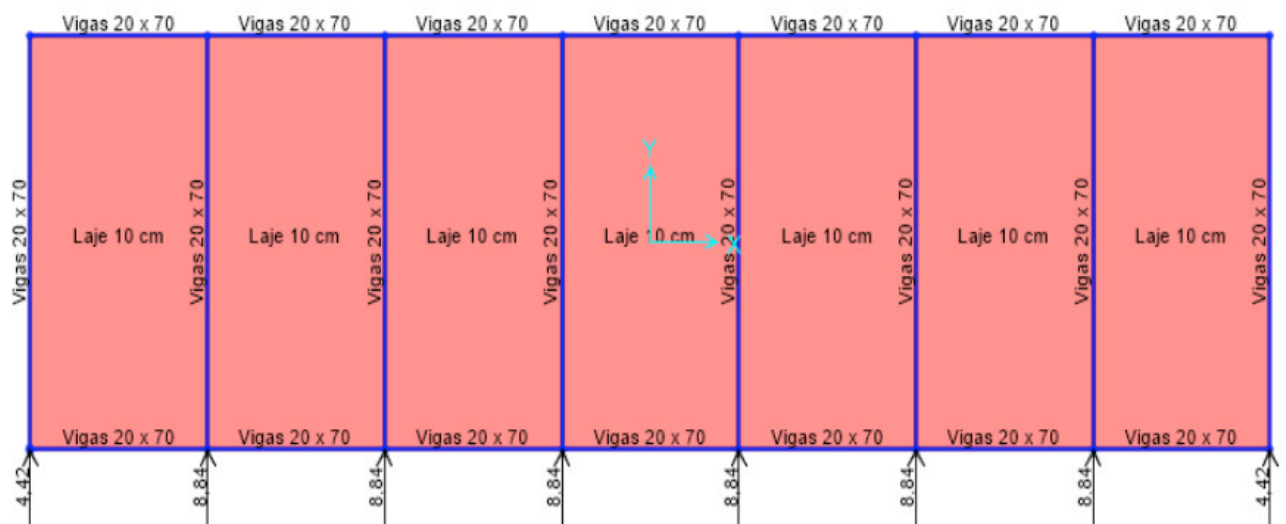


Figura 6.0 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 4

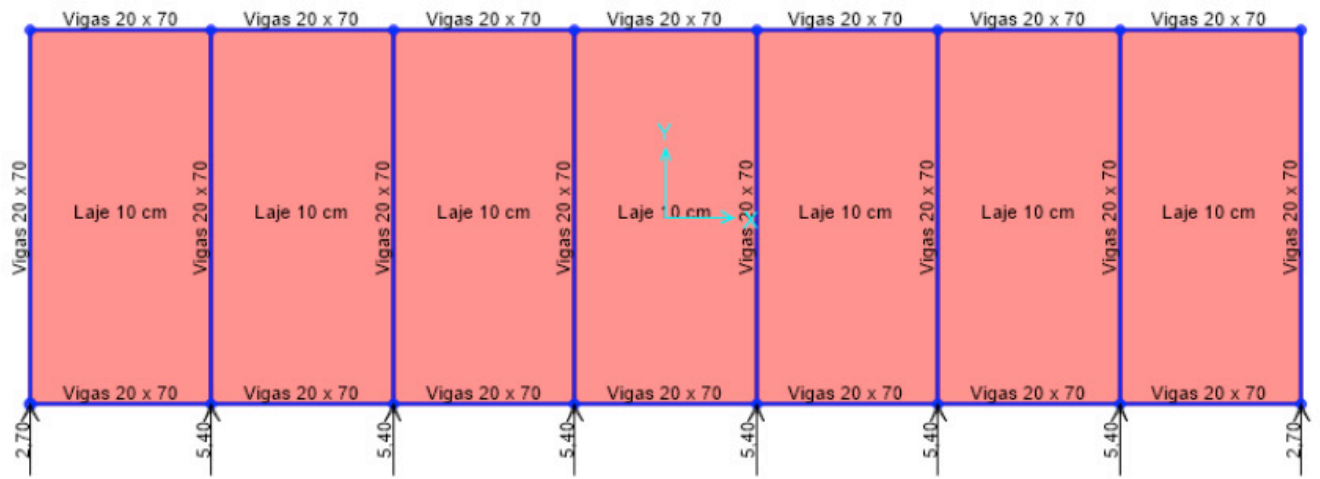


Figura 7 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 5

Os modelos 5, 6, 7 e 8, são para os edifícios de 30 andares. Poderia ser possível a classificação dos mesmos como Classe C. Porém, optou-se pela segurança e foi adotada a Classe B para todas as edificações no cálculo do fator S_2 . Portanto, os valores dos parâmetros meteorológicos, que são os mesmos já apresentados para todos os modelos de sete andares, não serão mais apresentados.

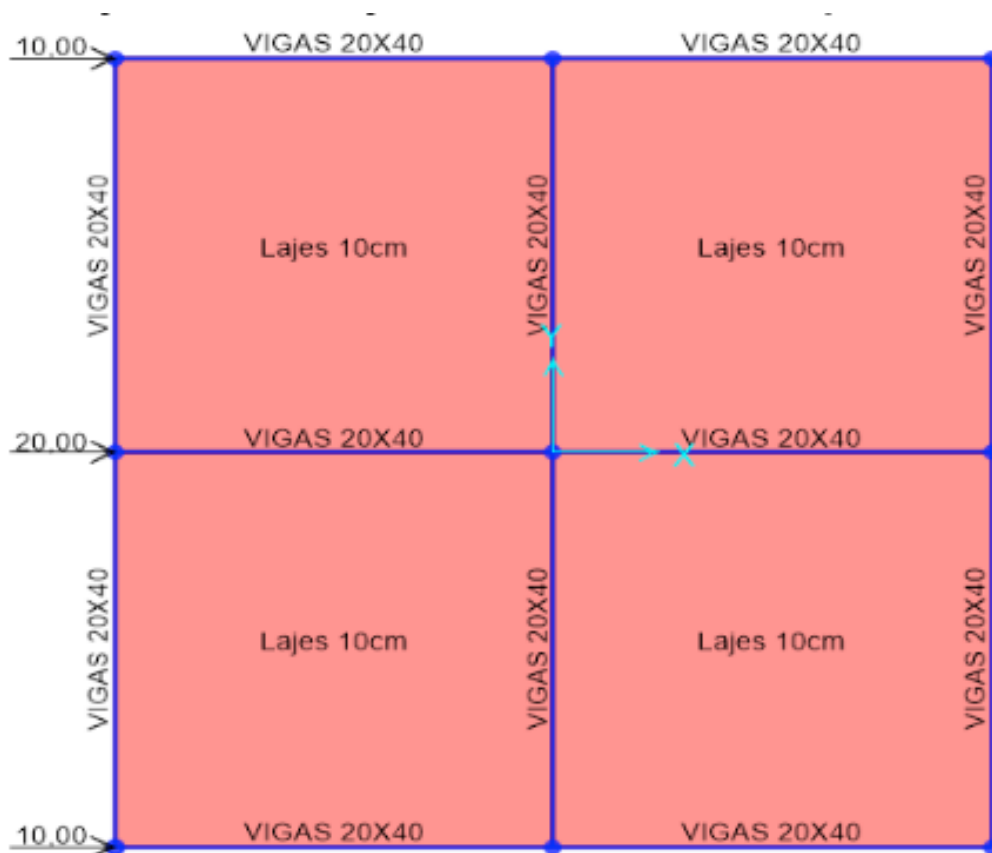


Figura 8– Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 6

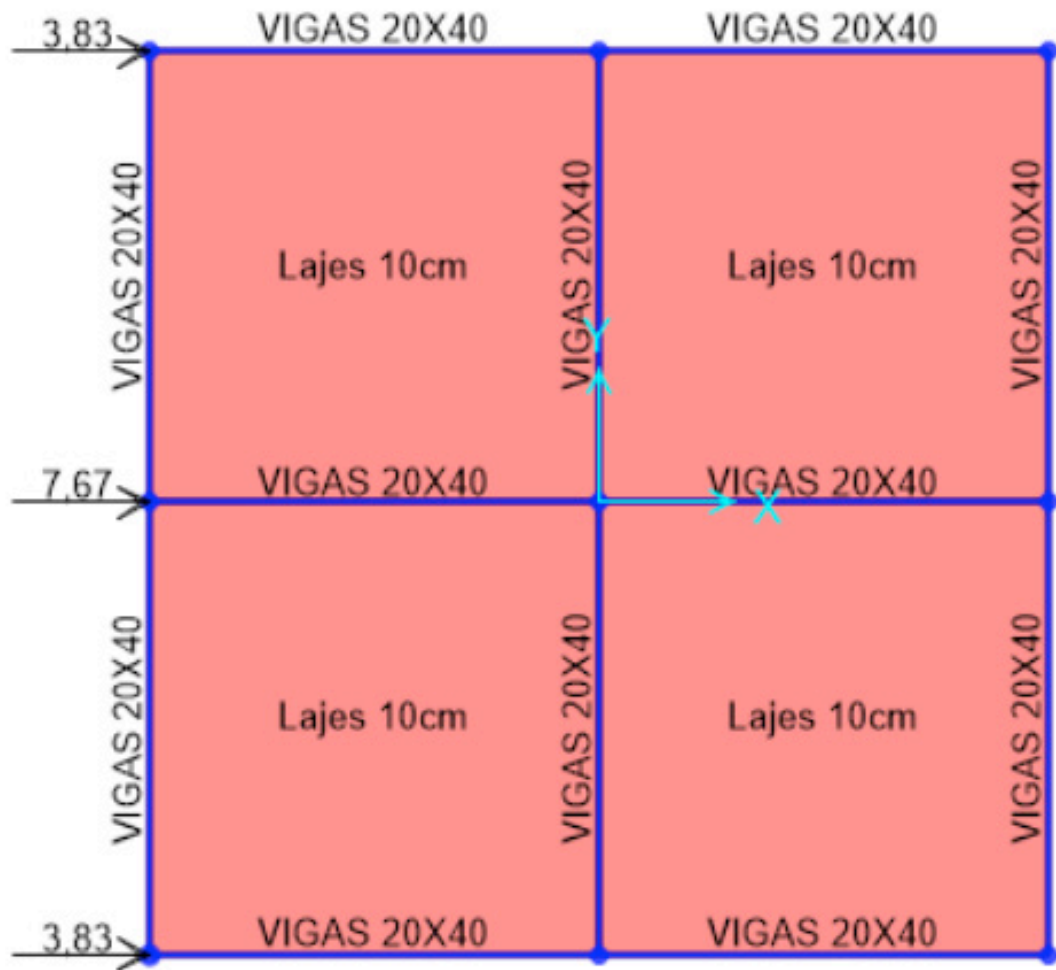


Figura 9 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 7

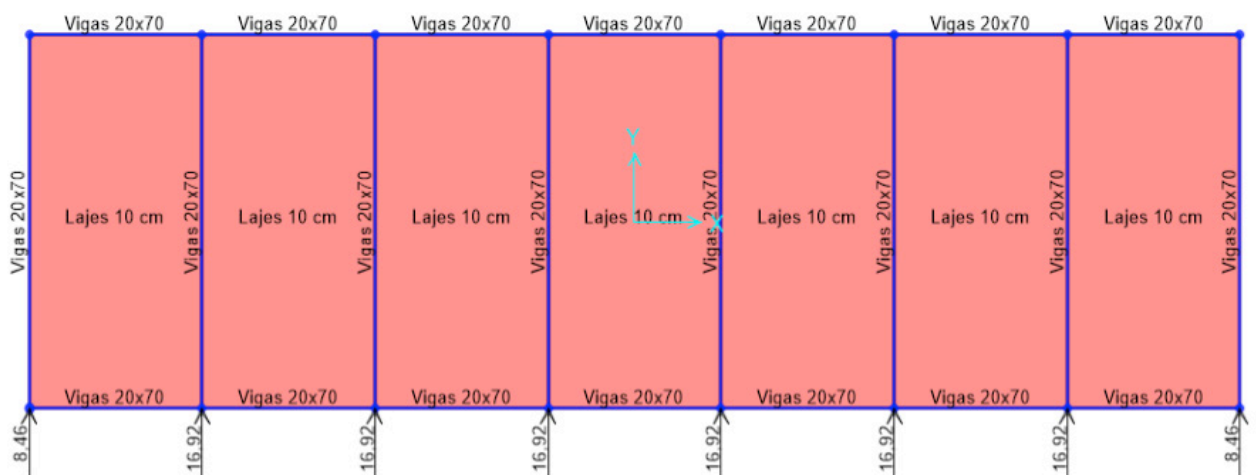


Figura 10 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 8

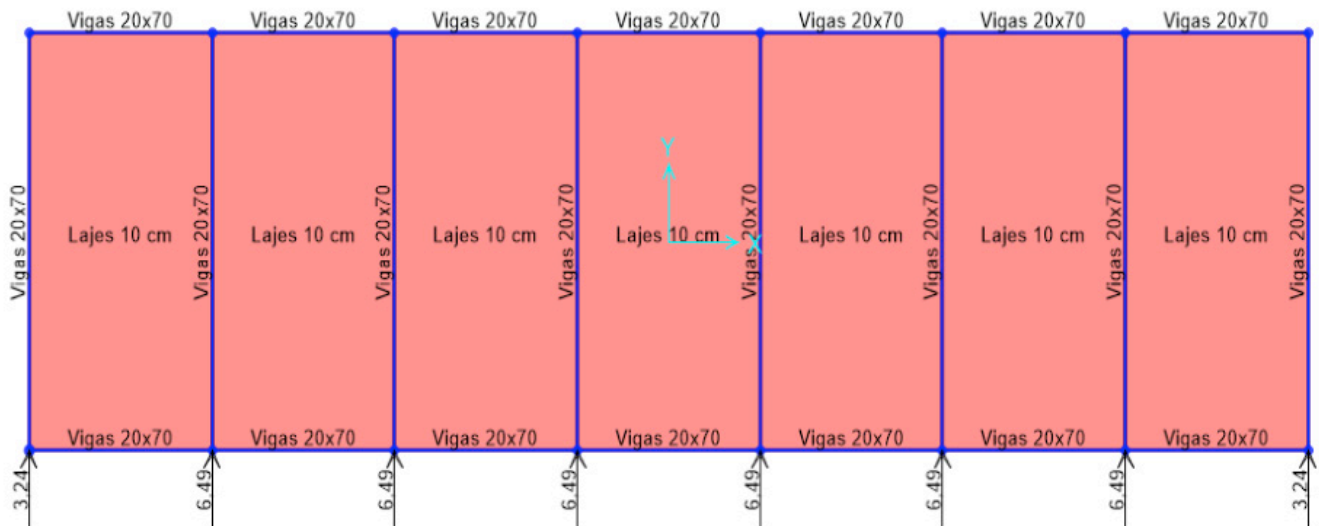


Figura 11 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

4.3 Modelagem Computacional

Para a simulação dos modelos no software SAP 2000 V15, alguns critérios de projeto foram definidos, conforme já descrito no presente trabalho. Na prática, um prédio de 30 andares teria que ter uma parte estrutural mais reforçada do que um prédio de 7 andares, com vigas e pilares de maiores dimensões, maior taxa de armadura e sistema de contraventamento mais eficaz. Porém, como o intuito do estudo é mostrar unicamente a influência dos esforços devido a ação do vento no edifício, traçando um comparativo entre os modelos, procurou-se adotar para todos as mesmas considerações, de modo a tornar mais visível a discrepância dos resultados.

Nas Figuras 12 e 13 apresentam-se os quatro modelos 3D gerados no programa, onde para cada um foi aplicado os dois métodos de carregamento, resultando no total de oito edifícios modelos:



Figura 12 – Edifício de geometria quadrangular e retangular com 7 andares.

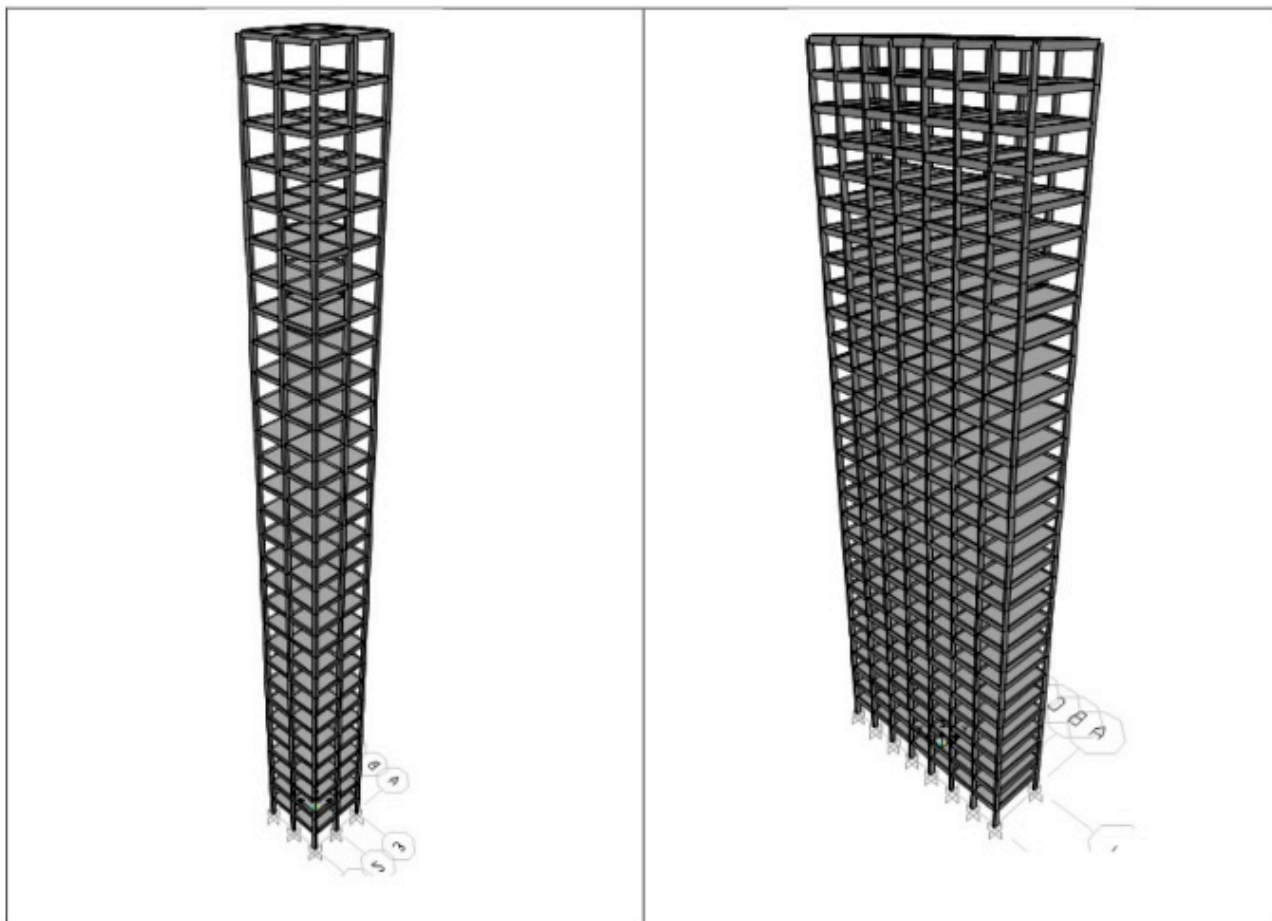


Figura 13 – Edifício de geometria quadrangular e retangular com 30 andares

Para todos os modelos, são mostrados os esforços de cortante e normal, atuantes em cada elemento estrutural (viga ou pilar) para cada uma das direções. Os momentos fletores em x, y e z, também são apresentados no programa, para todas as vigas e pilares. Além disso, as deformações de cada pavimento são mostradas para cada pórtico da estrutura. Por ser inviável a apresentação de todos esses valores, e pelo intuito do trabalho não ser detalhar um modelo específico, foi necessário a escolha dos dados que seriam coletados para que o comparativo entre as edificações pudesse ser realizado. A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos por meio da análise de esforços no software SAP 2000 v15, para os oito modelos propostos nesta pesquisa.

Modelo	Método de cálculo S ₂	Deslocamento topo (mm)	Deslocamento 1º pav (mm)	Momento na base (máx.)(KN.m)	Normal máx. (KN)	Local de ocorrência
1	Simplificado	8,44	1,34	34,16	54,43	Pilar 2B
2	NBR 6123	8,41	1,23	31,23	54,51	Pilar 2B
3	Simplificado	6,80	0,94	61,37	54,20	Pórticos centrais
4	NBR 6123	6,81	0,88	56,41	54,40	Pórticos centrais
5	Simplificado	606,59	12,87	315,99	2224,46	Pilar 2B
6	NBR 6123	607,85	11,40	278,23	2194,21	Pilar 2B
7	Simplificado	564,16	9,38	581,97	2285,44	Pórticos centrais
8	NBR 6123	566,83	8,35	514,96	2257,25	Pórticos centrais

Tabela 1 – Resumo dos resultados.

5 | CONCLUSÃO

Analisando os resultados obtidos neste trabalho, pode-se observar que a adoção do método simplificado para determinação dos esforços devido ao vento em edifícios de múltiplos pavimentos traz uma boa aproximação ao método normatizado pela NBR 6123 (1988). Em todos os casos analisados, a diferença entre os esforços calculados pelos dois métodos não passou de 15%, o que mostra a abrangência da aplicabilidade para diversas geometrias e alturas de edificações.

Os esforços e as deformações resultantes da aplicação pelo método simplificado foram (na maioria dos casos) maiores do que os encontrados pela norma, o que faz com que a utilização da simplificação não comprometa a segurança do dimensionamento da estrutura.

Após serem consideradas no SAP 2000 as duas situações de aplicação de cargas, pelo método simplificado e o da Norma NBR 6123 (1988), pode-se concluir que o método simplificado proposto por PITTA (1988), apesar de simplista, pode ser aplicado para casos em que a precisão de cálculo não seja tão requerida. Essa análise simplificada não tem o objetivo de substituição do proposto pela norma, sendo apenas uma alternativa para estimar os esforços de forma rápida e simples.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **ABNT NBR 6123**: Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.

BETIN, C. **Estrutura em edifícios de concreto armado com pavimentos em laje plana**. Dissertação apresentada ao programa de Pós-graduação de Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, 2007.

FRANÇA, R. L. e S. **Exemplo de cálculo do esforço de 2ª ordem global em um edifício de concreto armado**. IN: Colóquio sobre estabilidade global das estruturas de concreto armado, Instituto

Brasileiro de Concreto, São Paulo, SP, 1985.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto**. Solicitações Normais, Estados Limites Últimos. Teoria de Aplicações. Rio de Janeiro. Editora Guanabara Dois S.A, 1981.

GUARNIER, C.R.F. **Metodologias de detalhamento de Estruturas Metálicas**. Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 2009.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**, 2011. 221f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011.

PITTA, J. A. A. (1988). **Ações devidas ao vento em edifícios de andares múltiplos, edifícios com coberturas do tipo shed e do tipo duas águas com lanternim**. 151p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SAP2000 PLUS. **Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures. Computers and Structures**, Inc. Berkeley, California, USA. Version 15, 2011.

STAMATO, M. C. **Distribuição das cargas de vento entre os painéis de contraventamento**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1978.

COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO SUBMETIDOS À COMPRESSÃO DE ACORDO COM A NBR 14762:2010

Amanda Isabela de Campos

Universidade Federal do Rio de Janeiro,
Programa de Engenharia Civil, COPPE, Rio de
Janeiro - RJ

RESUMO: A norma brasileira NBR 14762 aborda o dimensionamento de perfis de aço formados a frio (PFF). Dessa forma nesse trabalho foi desenvolvido um algoritmo que automatiza o dimensionamento de colunas de aço formados a frio submetidas a compressão centrada, de acordo com os dois métodos apresentados na norma: o método clássico, semelhante ao dimensionamento de perfis de aço laminados e o método da rigidez direta (MRD), que é um procedimento mais recente incorporado nas normas e se difere dos demais pela sua simplicidade no dimensionamento dos PFF. Nesse trabalho, foram calculadas, com as duas diferentes abordagens e comparadas, as cargas críticas e resistência à compressão de 20 perfis do tipo U enrijecido. O método da resistência direta garante que após determinadas as forças críticas de flambagem elástica da seção (local, global e distorcional) e o carregamento que ocorre o escoamento da seção, a resistência do perfil pode ser diretamente determinada. Nesse trabalho foi utilizado como ferramenta auxiliar para o cálculo numérico de determinação das forças críticas de

flambagem o programa livre e gratuito GBTul. E por fim a comprovação de que o método da resistência direta, apresentado no Anexo C da norma, é a uma ferramenta simples e de bons resultados na determinação da resistência à compressão de colunas. Portanto, a utilização do algoritmo proposto torna eficaz, segura e precisa a determinação da resistência de cálculo dos perfis de aço formados a frio, desta maneira, tornando mais confiável e econômico o trabalho do projetista.

PALAVRAS-CHAVE: Dimensionamento, perfis de aço formados a frio, método da resistência direta.

COMPARISON OF DESIGN METHODS FOR COLD-FORMED STEEL PROFILES SUBMITTED TO COMPRESSION ACCORDING TO NBR 14762:2010

ABSTRACT: The Brazilian standard NBR 14762 (ABNT, 2010) addresses key design information for cold formed steel profiles, such as PFF, for the most usual dimensions found in the market. In this way, an algorithm was developed that automates the design of cold formed steel columns subjected to centered compression, according to the two methods presented in the standard (the classic method, already validated and similar to the dimensioning of rolled steel profiles and the direct stiffness method (MRD), which is a more recent procedure incorporated

in the standards and differs from the others for its simplicity, ease and flexibility in the design of the PFF by determining the critical elastic buckling stresses (global, local and distortional) of the profile. In this work as an example, the critical loads and compressive strength of 20 stiffened U-profiles were calculated with the two different approaches and compared, whose dimensions are found in manufacturer's tables. The direct resistance method ensures that after determined the critical forces of elastic buckling of the section (local, global and distortional) and loading that occurs the flow of the section, the strength of the profile can be directly determined. In this work was used as an auxiliary tool for numerical calculation of determination of critical forces of buckling the free and free GBTul program. Finally, the proof that the direct resistance method presented in attachment C of the standard is a simple and good tool in determining the resistance to compression of columns. Therefore, the use of the proposed algorithm makes the calculation resistance of the cold formed steel elements effective, safe and precise, in this way, making the work of the designer engineer more reliable and economical.

KEYWORDS: Design methods, cold formed steel profiles, direct strength method.

1 | INTRODUÇÃO

Os perfis formados a frio (PFF) são uma interessante opção para a construção civil uma vez que possuem um processo de fácil fabricação, resultando em peças leves e baratas. Em geral são constituídos por seções abertas de paredes delgadas de chapas finas de aço laminadas à frio ou a quente, que são posteriormente dobradas resultando em elevadas relações largura/espessura dos elementos (CHODRAUI, 2006).

Devido a forma de fabricação os perfis formados à frio quando aplicados como colunas geram estruturas leves e esbeltas, isso pode ser uma vantagem do ponto de vista estático, porém um problema do ponto de vista estrutural uma vez que colunas esbeltas submetidas à compressão possibilitam a ocorrência de fenômenos de instabilidade global (onde a peça toda sofre flambagem), ou local (problema de instabilidade da chapa) ou distorção da seção transversal (SCHAFER, 2001). Esses são os chamados modos de flambagem e a NBR indica diretrizes para dimensionamento de perfis de aço formados à frio na compressão evitando a ocorrências desses fenômenos, isolados ou combinados.

A ocorrência de fenômenos de flambagem está diretamente relacionada com o formato e dimensões da seção transversal, o comprimento da coluna e as propriedades do aço. Na figura 1 está indicado a nomenclatura adotada para as dimensões de um perfil U enrijecido.



Figura 1 - Típico perfil U enrijecido

Nesse trabalho será realizado um estudo do comportamento estrutural de 20 colunas formadas a partir de seções U enrijecido sujeitas a compressão axial, o objetivo é calcular a resistência final da coluna pelo método normativo e pelo método da resistência direta (MRD) com o auxílio da ferramenta numérica baseada na “Generalised Beam Theory”. Dessa forma serão comparados os resultados obtidos por duas abordagens e comprovado que ambas coincidem nos mesmos valores.

A Norma ABNT NBR 6355:2012 – “Perfis Estruturais de Aço Formados a Frio - Padronização” estabelece os requisitos exigíveis para perfis estruturais de aço formados a frio, com seção transversal aberta, determinando dimensões e propriedades geométricas de perfis usuais no mercado. Nesse trabalho foram tomados como exemplo 20 desses perfis, suas dimensões estão indicadas na tabela 1 e as propriedades geométricas necessárias para o dimensionamento estão na tabela 2.

Seção	b_w (mm)	b_f (mm)	D (mm)	t (mm)	Área (cm ²)
1	300	100	25	2,65	14,11
2	300	85	25	4,75	23,22
3	300	85	25	2	10,14
4	250	100	25	3	14,41
5	250	85	25	2	9,14
6	200	100	25	2,65	11,46
7	200	75	25	4,75	14,52
8	200	75	25	2,65	10,14
9	200	75	20	2	7,54
10	150	60	20	3,35	9,65
11	150	60	20	2	5,94
12	125	50	17	3	7,18
13	125	50	17	2	4,92
14	100	50	17	3	6,43
15	100	50	17	1,2	2,71
16	100	40	17	2	4,02
17	100	40	17	1,2	2,47
18	75	40	15	3	4,96
19	75	40	15	1,2	2,13
20	50	25	10	1,2	1,35

Tabela 1 - Dimensões das Seções transversais

1.1 Definição da propriedades geométricas da seção transversal

Como dito, as propriedades geométricas utilizadas nos cálculos foram obtidas por norma, e a terminologia empregada segue essa norma, portanto, alguns símbolos e seus respectivos significados precisam ser definidos, são eles:

A - área da seção

E - módulo de elasticidade: $E = 200 \text{ GPa}$

f_y - limite de escoamento: $f_y = 345 \text{ MPa}$

n - coeficiente de Poisson: $\nu = 0.3$

I_x, I_y - momentos de inércia da seção bruta em relação aos eixos principais x e y , respectivamente

r_x, r_y - raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal x e y , respectivamente

X_g, Y_g - centro de massa

x_0 - distância do centro de torção ao centróide, na direção do eixo x

r_0 - raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção

$$r_0 = [r_x^2 + r_y^2 + x_0^2]^{0.5}$$

J - constante de torção da seção

G - módulo de elasticidade transversal

C_w - constante de empenamento da seção

$K_x L_x, K_y L_y$ - comprimento efetivo de flambagem, nesse trabalho considerado igual ao comprimento da barra.

Seção	I_x (cm ⁴)	r_x (cm)	X_g (cm)	X_0 (cm)	I_y (cm ⁴)	r_y (cm)	C_w (cm ⁶)	r_0 (cm)
1	1920,58	11,67	2,72	6,79	178,97	3,56	32115,67	13,96
2	2959,01	11,29	2,2	5,33	193,55	2,89	35606,89	12,82
3	1339,09	11,49	2,2	5,64	93,89	3,04	17055,02	13,16
4	1408,08	9,89	2,98	7,25	188,58	3,62	24048,03	12,78
5	871,52	9,77	2,43	6,09	88,98	3,12	11477,06	11,93
6	750,68	8,09	3,31	7,89	157,2	3,7	13447,29	11,89
7	1036,95	7,69	2,32	5,42	124,95	2,67	10910,56	9,79
8	621,67	7,83	2,33	5,67	78,69	2,79	6862,49	10,06
9	467,42	7,88	2,2	5,42	56,3	2,73	4615,39	9,94
10	327,7	5,83	1,92	4,5	45,65	2,18	2275,9	7,68
11	207,59	5,91	1,93	4,66	30,02	2,25	1498,57	7,86
12	168,35	4,84	1,61	3,75	23,44	1,81	817,11	6,39
13	118,35	4,91	1,61	3,87	17,04	1,86	594,42	6,52
14	99,3	3,93	1,78	4,06	21,66	1,84	521	5,94
15	44,15	4,03	1,79	4,28	10,12	1,93	246,61	6,91
16	60,66	3,89	1,38	3,27	9,25	1,52	227,57	5,3
17	38,29	3,93	1,38	3,36	6,01	1,56	148,49	5,41
18	42,08	2,91	1,5	3,34	10,58	1,46	155,27	4,67
19	19,32	3,02	1,51	3,56	5,14	1,55	76,95	4,92
20	5,24	1,97	0,93	2,17	1,23	0,95	8,13	3,08

Tabela 2- Propriedades geométricas das seções

2 I FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Instabilidade Global e Distorcional

Em 1759, Euler propôs uma equação para o cálculo da força normal crítica de

flambagem elástica de barras submetidas à compressão. Segundo GARCIA (2016) a carga crítica ou ponto crítico que ocorre a flambagem, depende das dimensões da seção da barra, do tipo de vinculação e do comprimento livre. E sabe-se que encontrar a carga crítica está diretamente relacionado com a estabilidade da estrutura e seu equilíbrio.

Dessa forma pode-se afirmar que a carga crítica indica um ponto de transição entre o equilíbrio estável e instável da estrutura. A carga crítica de Euler calculada com a equação (1) representa a menor carga que gera uma mudança no estado de equilíbrio da coluna idealizada (IYENGAR, 1986).

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (1)$$

2.2 Instabilidade Global

Um perfil monossimétrico do tipo U enrijecido pode sofrer flambagem global por flexão, em torno do eixo perpendicular ao de simetria, de acordo com a formulação de flambagem elástica proposta por Euler (Equação 1) ou por flexo-torção (flexão em torno do eixo de simetria e rotação em torno do centro de torção). A flambagem por flexo-torção ocorre quando uma coluna ao ser carregada com uma força de compressão no centro de gravidade da seção, para o caso do perfil U enrijecido o centro de torção e o centro de gravidade estão localizados em pontos diferentes o que gera deslocamentos em forma de flexão e torção, neste caso diz que essa barra sofreu flambagem por flexo-torção.

2.3 Instabilidade Distorcional

A instabilidade distorcional está relacionada com a distorção da seção transversal, ou seja, com a flexão de um ou mais elementos acompanhados pelo deslocamento das arestas que ligam esses elementos, ao contrário da flambagem local onde as arestas não se deslocam (HANCOCK, 2003), um esquema de seções do tipo U enrijecido nesses modos de flambagem pode ser observado na figura 2. As principais teorias já consolidadas para análise de instabilidade distorcional são o Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método das Faixas Finitas (MFF) e a Teoria Generalizada de Viga (GBT) – desenvolvido por Silvestre & Camotim (2004), (BEBIANO et. al, 2010)

3 | DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS SOB COMPRESSÃO

A norma ABNT NBR 14762:2010 indica o procedimento de dimensionamento de barras submetidas à força axial de compressão utilizando o chamado método das seções efetivas. As equações a seguir resumem a formulação recomendada por

norma. O dimensionamento, como nos principais casos de engenharia, é baseado na condição das forças resistentes de cálculo serem maiores ou iguais que as forças solicitantes.

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (2)$$

3.1 Flambagem Global por flexão, por torção ou por flexo-torção

$$N_{c,Rd} = \chi A_{ef} f_y / \gamma \quad (\gamma=1,20) \quad (3)$$

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5: \chi = 0,658^{\lambda_0^2}, \text{ onde } \lambda_0 = \left(\frac{A f_y}{N_e} \right)^{0,5} \quad (4)$$

$$\text{Para } \lambda_0 > 1,5: \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (5)$$

Para perfis monossimétricos, como é o caso do tipo U enrijecido, no problema de compressão axial a norma NBR 14762:2010 indica que a força axial de flambagem global elástica N_e é o menor valor entre os obtidos em a) e b).

a) Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo principal y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (6)$$

b) Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \left[1 - (x_0/r_0)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez} \left[1 - (x_0/r_0)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] \quad (7)$$

Onde:

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo principal

x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (8)$$

Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (9)$$

3.1.1 Método da seção efetiva para cálculo da área efetiva (A_{ef})

$$A_{ef} = A \text{ para } \lambda_p \leq 0,776 \quad (10)$$

$$A_{ef} = A \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_p^{0,8}} \right) \frac{1}{\lambda_p^{0,8}} \text{ para } \lambda_p > 0,776 \quad (11)$$

$$\lambda_p = \left(\frac{\chi A f_y}{N_l} \right)^{0,5}, \text{ onde } N_l = k_l \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{b_w}{t} \right)^2 A \quad (12)$$

Os valores de k_l (coeficiente de flambagem local) para uma seção U enrijecido

$$k_l = 6,8 - 5,8\eta + 9,2\eta^2 - 6,0\eta^3, \text{ onde } \eta = b_f/b_w \quad (13)$$

3.2 Flambagem distorcional

$$N_{c,Rd} = \chi_{dist} A f_y / \gamma \quad (\gamma=1,20) \quad (14)$$

Onde: $\chi_{dist} = 1$ para $\lambda_{dist} \leq 0,561$ (15)

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{1}{\lambda_{dist}^{1,2}} \text{ para } \lambda_{dist} > 0,561 \text{ onde } \lambda_{dist} = \left(\frac{A f_y}{N_{dist}}\right)^{0,5} \quad (16)$$

N_{dist} é a força axial de flambagem elástica obtida com uma análise de estabilidade elástica.

3.3 Método da Resistência Direta

O método exposto anteriormente consiste em determinar a resistência de um perfil a partir do cálculo das propriedades geométricas efetivas de uma seção, o que pode ser considerado um processo trabalhoso, então SCHAFFER e PEKÖZ (1998) propuseram o Método da Resistência Direta (MRD) como uma alternativa ao método das larguras efetivas.

O chamado Método da Resistência Direta presente no anexo C da Norma NBR 14762:2010, corresponde a uma alternativa para o dimensionamento, utilizando as propriedades da seção bruta. Porém uma análise elástica com ferramentas numéricas é necessária, para isso nesse trabalho será utilizado o *GBTul*.

3.4 GBTul

O programa *GBTul* desenvolvido no Instituto Superior Técnico de Lisboa (2000) realiza a análises de flambagem elástica de perfis de aço formados a frio a partir do método GBT (*Generalised Beam Theory*). É disponível gratuitamente no site do grupo de pesquisa e é uma poderosa ferramenta na obtenção de tensões de flambagem elástica para barras de perfis formados a frio.

A figura 2 apresenta um típico resultado de análise de estabilidade elástica de um perfil U enrijecido que é um gráfico relacionando o comprimento do perfil e sua carga crítica. Nota-se que o primeiro ramo do gráfico é referente a flambagem local e o segundo ramo corresponde ao modo distorcional, e por fim o terceiro ramo corresponde a flambagem global. Os valores mínimos serão então multiplicados pela tensão de escoamento do material resultando nas tensões de flambagem elástica de cada modo. Esse tipo de gráfico é conhecido na literatura como “Curva de assinatura” e é o que será retirado como resultado no programa *GBTul* para cálculo da resistência dos perfis.

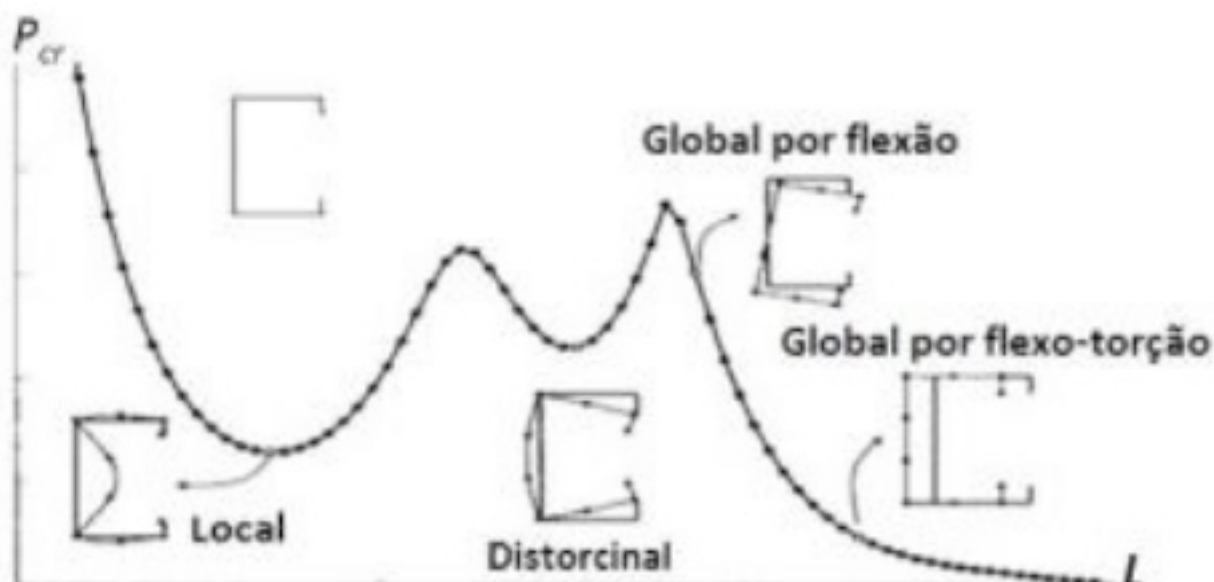


Figura 2 - Exemplo de curva de assinatura para perfil U enrijecido. Fonte GARCIA (2015)

As tensões críticas são obtidas nos pontos de mínimo da curva dado pelo programa para cada modo (local N_l , distorcional N_{dist} e global N_e), estes resultados para as seções de estudo estão indicados na tabela 3. O programa divide os modos de flambagem em números onde, os primeiros quatro modos representam os modos globais caracterizados pelo movimento de corpo rígido da seção, os modos 5 e 6 são distorcionais e todos os outros são modos locais de placa. Esses resultados representam a carga crítica em cada modo, ou seja, a partir dessa determinada carga a coluna entram em instabilidade.

	Modos Globais	Modos Locais	Modos Distorcionais
	N_e	N_l	N_{dist}
Seção 1	3401,8513	118,0790	262,7628
Seção 2	4858,4028	655,4768	1100,4144
Seção 3	2030,7036	48,9290	139,3280
Seção 4	3028,0222	218,4573	404,3616
Seção 5	1645,3640	61,9339	169,3014
Seção 6	1903,3678	207,1366	341,8558
Seção 7	2599,8079	1097,4710	1412,4363
Seção 8	1413,0824	190,5679	419,7442
Seção 9	957,5920	79,8373	196,5456
Seção 10	503,3730	111,6701	238,3044
Seção 11	503,3730	111,6701	238,3044
Seção 12	469,6112	452,9629	589,3253
Seção 13	300,3203	136,1154	232,4302
Seção 14	349,1937	671,8038	638,0743
Seção 15	127,4611	42,9954	90,2260
Seção 16	182,4920	189,1732	288,0149
Seção 17	104,3751	40,8614	91,1715
Seção 18	196,7549	1159,3727	720,7528
Seção 19	64,3887	73,3304	97,1372
Seção 20	21,7188	186,7257	104,6128

Tabela 3 – Forças axiais de compressão obtidas com o GBtul (Valores em kN)

3.5 O Algoritmo

De posse dos resultados da tabela 3 é possível calcular a resistência à compressão de cada perfil pelo método da resistência direta e comparar com o cálculo realizado utilizando as indicações da norma, para automatizar todos esses cálculos foi implementado um algoritmo na linguagem de programação gratuita *Python*, definindo assim um algoritmo de sintaxe simples e direta e por fim estão a comparação entre todos os resultados. A parte principal do algoritmo está reproduzida a seguir, para funcionar uma leitura de propriedades geométricas da seção é feita inicialmente.

```

#Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x:
Nex = (math.pi)**2 * E * I2 / (Kx * Lx)**2 *10**-6 ##kN

#Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y
Ney = (math.pi)**2 * E * I1 / (Ky * Ly)**2 *10**-6 ##kN

#Força axial de flambagem global elástica por torção
rx = math.sqrt(Ix/A)
ry = math.sqrt(Iy/A)
x0 = np.abs(XPP)
kz=1.
#x0 = (21.955967741521288)
r0 = math.sqrt(rx**2 + ry**2 + x0**2 )
Nez = 1/(r0**2)*(((math.pi)**2 * E * Iw)/((Kz*Lz)**2)) *10**-6 ##kN
Nez = Nez +G*J/(r0**2)

#Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:
Nexz = (Nex + Nez) / (2*(1-(x0/r0)**2))*(1-math.sqrt(1-
-(4*Nex*Nez*(1-(x0/r0)**2))/((Nex+Nez)**2)))

#Força axial de flambagem global elástica Ne
Ne = min(Ney,Nexz)

#Força axial de compressão resistente de cálculo Nc,Rd:
#Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global:
l0 = math.sqrt(A*fy/(Ne*10**3))
print(l0)
#Fator de redução da força axial de compressão resistente:
if (l0<=1.5):
    X = 0.658**(l0)**2
if (l0>1.5):
    X = 0.877/(l0)**2

#Área efetiva da seção transversal da barra:
#no método da seção efetiva (MSE)
#Coeficiente de flambagem local:
n = bf/bw
if (bl == 0):

```

```

kl = 4 + 3.4*n+21.8*n**2-174.3*n**3+319.9*n**4-237.6*n**5+63.6*n**6

if ((n<0.1) | (n>1.0)):
    print("ERRO")
    arq.close()

if (bl != 0):
    kl = 6.8-5.8*n+9.2*n**2-6*n**3
    if ((n<0.1) | (n>1.0)):
        if ((bl/bw<0.1) | (bl/bw>0.3)):
            print("ERRO")
            arq.close()

#Força axial de flambagem local elástica:
Nl = kl* (math.pi)**2 * E / (12*(1-v**2)*(bw/t)**2)*A #kN

lp = math.sqrt(X*A*fy/(Nl*10**3))
if (lp<=0.776):
    Aef = A

if (lp>0.776):
    Aef = A*(1-0.15/lp**0.8)*(1/lp**0.8) #mm²
#Força axial de compressão resistente de cálculo:
Nc_Rd = X*Aef*fy/1.2 * 10**-3 #kN

##Método da resistência direta:
#- Flambagem global da barra por flexão, torção ou flexo-torção #GBTul
Ne= 182.4920
Nl= 189.1732
Ndist=288.0149

l0 = math.sqrt(A*fy/(Ne*10**3))
if (l0<=1.5):
    X = 0.658**(l0)**2
if (l0>1.5):
    X = 0.877/(l0)**2

```

```

Nc_Re = X*A*fy * 10**-3 #kN
# Flambagem Local #GBTul
l1 = (Nc_Re/Nl)**0.5
if (l1<=0.776):
    Nc_Rl = Nc_Re
if (l1>0.776):
    Nc_Rl = (1 - (0.15/(l1**0.8)))*(Nc_Re/(l1**0.8))
# Flambagem distorcional #GBTul
ldist = math.sqrt(A*fy/(Ndist*10**3))
if (ldist <= 0.561):
    Nc_Rdist = A*fy * 10**-3 #kN
if (ldist > 0.561):
    Nc_Rdist = (A*fy /ldist**1.2)*(1-0.25/(ldist**1.2))*10**-3
Nc_Rk = min(Nc_Re,Nc_Rl,Nc_Rdist)
arq.close()

```

4 | RESULTADOS

Na tabela 4 estão apresentados os resultados de força axial de flambagem global em todas as direções, para os 20 perfis exemplos, utilizando as duas propostas de cálculo automatizadas com o algoritmo e a diferença entre os resultados. Pode-se observar que em nenhum caso a diferença foi maior que 1,42%.

		Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modos 2 e 4
		N_{ex}	N_{ey}	N_{ez}	N_{exz}
Seção 1	Norma	40223,1358	3962,3964	3477,3016	3399,4670
	GBTul	40267,6330	3963,9733	3479,2924	3401,8513
	Diferença	0,11%	0,04%	0,06%	0,07%
Seção 2	Norma	65850,7357	4857,7923	4964,6441	4889,3576
	GBTul	65851,0360	4858,4028	4965,4706	4890,2774
	Diferença	0,00%	0,01%	0,02%	0,02%
Seção 3	Norma	27725,5874	2043,2488	2061,4500	2030,6354
	GBTul	27725,6110	2043,2945	2061,5109	2030,7036
	Diferença	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Seção 4	Norma	29979,8116	4245,2623	3141,3095	3027,8000
	GBTul	29979,9010	4245,3943	3141,4662	3028,0222
	Diferença	0,00%	0,00%	0,00%	0,01%
Seção 5	Norma	18135,6218	1936,8339	1689,6208	1645,3011
	GBTul	18135,6450	1936,8731	1689,6718	1645,3640
	Diferença	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Seção 6	Norma	15945,9773	3485,8274	2015,1588	1899,3066
	GBTul	15965,7970	3488,1014	2019,0616	1903,3678
	Diferença	0,12%	0,07%	0,19%	0,21%
Seção 7	Norma	23931,2946	3218,2936	2703,9211	2599,0783
	GBTul	23931,5570	3218,7296	2704,4589	2599,8079
	Diferença	0,00%	0,01%	0,02%	0,03%
Seção 8	Norma	13350,1272	1793,7756	1468,3432	1412,9573
	GBTul	13350,1730	1793,8513	1468,4354	1413,0824
	Diferença	0,00%	0,00%	0,01%	0,01%
Seção 9	Norma	9838,2191	1245,8789	989,3072	957,5402
	GBTul	9838,2391	1245,9102	989,3462	957,5920
	Diferença	0,00%	0,00%	0,00%	0,01%
Seção 10	Norma	7450,4264	1137,6950	910,5390	868,4752
	GBTul	7450,5002	1137,8112	912,1322	870,2604
	Diferença	0,00%	0,01%	0,17%	0,21%
Seção 11	Norma	4447,7306	678,7694	526,7492	503,3317
	GBTul	4447,7465	678,7942	526,7771	503,3730
	Diferença	0,00%	0,00%	0,01%	0,01%
Seção 12	Norma	3869,4174	594,2162	493,2795	469,4910
	GBTul	3869,4615	594,2860	493,3603	469,6112
	Diferença	0,00%	0,01%	0,02%	0,03%
Seção 13	Norma	2579,4471	395,8826	314,2272	299,7614
	GBTul	2579,4603	395,9033	314,8287	300,3203
	Diferença	0,00%	0,01%	0,19%	0,19%
Seção 14	Norma	2325,9716	551,0154	377,0105	347,3990
	GBTul	2326,0157	551,0743	379,0537	349,1937
	Diferença	0,00%	0,01%	0,54%	0,52%
Seção 15	Norma	930,2394	220,2062	135,3670	125,5343
	GBTul	930,2423	220,2100	137,2841	127,4611
	Diferença	0,00%	0,00%	1,42%	1,53%
Seção 16	Norma	1353,0649	221,7474	193,0461	181,8359
	GBTul	1353,0753	221,7649	193,7751	182,4920
	Diferença	0,00%	0,01%	0,38%	0,36%
Seção 17	Norma	803,8729	132,3665	109,1870	102,9837
	GBTul	811,8008	132,9845	110,4881	104,3751
	Diferença	0,99%	0,47%	1,19%	1,35%
Seção 18	Norma	1037,9592	286,4181	218,6596	194,7304
	GBTul	1037,9944	286,4643	221,1481	196,7549
	Diferença	0,00%	0,02%	1,14%	1,04%

Seção 19	Norma	415,0643	114,4106	70,6773	64,3839
	GBTul	415,0666	114,4135	70,8369	64,5195
	Diferença	0,00%	0,00%	0,23%	0,21%

Seção 20	Norma	118,0547	29,3203	23,9506	21,5141
	GBTul	118,0561	29,3223	24,2037	21,7188
	Diferença	0,00%	0,01%	1,06%	0,95%

Tabela 4 – Comparação entre os resultados (Valores em kN)

A tabela 5 apresenta a diferença percentual entre os valores de força axial de compressão resistente de cálculo. O principal objetivo aqui é comparar o método de resistência direta como o método proposto pela norma, pode-se observar que para os 20 tipos de perfis escolhidos como exemplo a diferença nunca foi maior que 1%.

Seção	1	2	3	4	5	6	7
Norma	205,67	523,77	119,19	260,17	121,72	217,26	491,53
MRD	206,69	526,73	119,93	260,61	122,03	217,61	491,54
%	0,49%	0,56%	0,62%	0,17%	0,26%	0,16%	0,00%

Seção	8	9	10	11	12	13	14
Norma	192,73	115,66	251,22	107,94	175,90	97,26	150,75
MRD	193,48	116,10	251,31	108,19	175,91	97,93	150,97
%	0,39%	0,38%	0,04%	0,23%	0,01%	0,68%	0,15%

Seção	15	16	17	18	19	20
Norma	41,04	87,23	36,90	105,73	34,94	15,72
MRD	41,17	87,70	37,02	106,18	34,95	15,87
%	0,32%	0,54%	0,32%	0,42%	0,00%	0,95%

Tabela 5 - Força axial de compressão resistente

Na figura 3 estão apresentados os três modos de flambagem de colunas, observa-se que para comprimento que foi desenvolvido o trabalho ($L = 100\text{cm}$) a seção 10 desenvolve um modo local e a seção 20 um modo global, como indicado nas contas, como nenhum perfil exibe flambagem distorcional nesse comprimento a seção 20 com $L = 24\text{cm}$ foi exemplificada na figura com a identificação desse modo de flambagem.

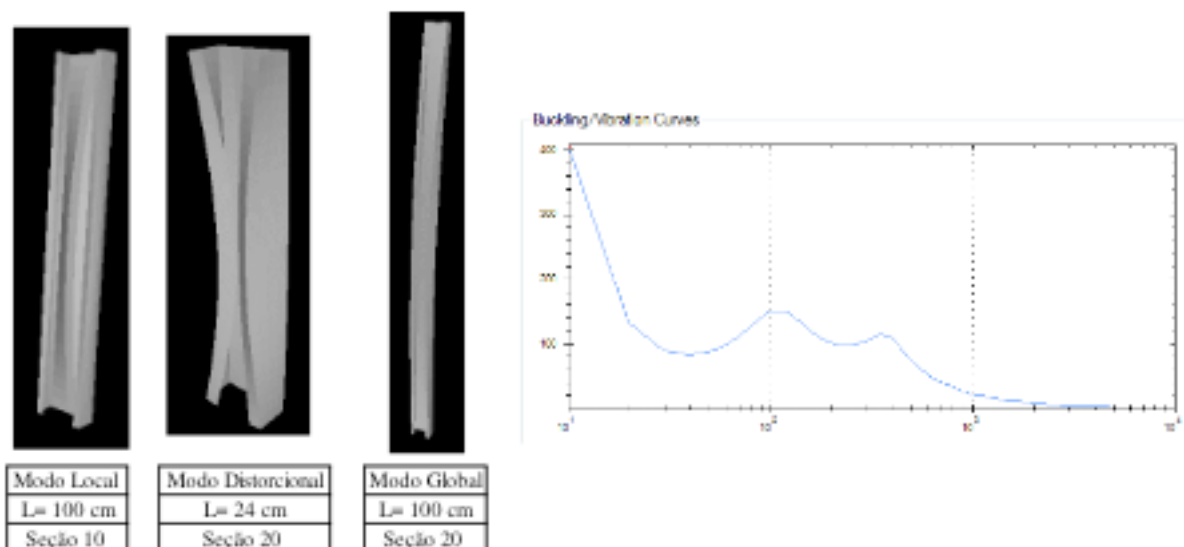


Figura 3 – Modos de Flambagem e curva de assinatura do perfil 20, ambos obtidos com o GBTUL

A curva de assinatura (comprimento do perfil por carga crítica) para o perfil 20 também está reproduzida e confirma o aspecto esperado com a literatura quando comparada com a figura 2, onde o primeiro mínimo da curva é a carga crítica do modo local, o segundo a carga do modo distorcional e por fim o modo global.

5 | DISCUSSÃO

A abordagem proposta para análise se mostrou eficiente uma vez que a comparação entre os resultados obtidos com o algoritmo e com o programa já consolidado se mostraram precisamente iguais, então pode-se afirmar que está validado e que outros variados tipos de perfis podem ser estudados e calculados com o algoritmo. Com base nas diferenças percentuais das tabelas 4 e 5 pode-se afirmar que o método da resistência direta é uma proposta rápida e fornece estimativas bastante precisas no caso da compressão de colunas.

Para os perfis adotados como exemplo, observando a tabela 3, tem-se que os perfis 14, 16, 18, 19 e 20 em um comprimento de coluna de 100 cm, apresentam força crítica em um modo de flambagem global e então pode-se afirmar que as colunas formadas com esses perfis apresentarão problemas de flambagem global principalmente, se forem submetidas a cargas superiores as encontradas para N_e na tabela 3. Todos os outros perfis apresentaram cargas críticas locais e, portanto, sofrerão problemas de flambagem local.

6 | CONCLUSÕES

O trabalho teve como objetivo apresentar um algoritmo que automatiza a determinação de resistência à compressão de perfis de aço formados a frio segundo as duas recomendações da norma brasileira ABNT-NBR 14762/10 e comparar os dois métodos de dimensionamento. O método da resistência direta (MRD), é considerado como um método alternativo para dimensionamento de colunas sob compressão, consiste em um procedimento simples e confiável para determinar a resistência última e está presente no ANEXO C da norma, porém é um método que depende de resultados de análise de estabilidade elástica, que só são obtidos com o auxílio de programas prontos e já estão consolidados na literatura, um deles e o utilizado nesse trabalho é o *GBTul*.

Pode-se observar com 20 exemplos de seções que a utilização do algoritmo e a aplicação do MRD propiciou a realização dos cálculos de dimensionamento corretamente, uma vez que a diferença encontrada entre os resultados com as duas abordagens foi irrelevante.

Ao observar o modelo de deformada do perfil em cada modo de flambagem com o *GBTul* comprovou-se o modo de flambagem dos cálculos e como esperado,

a grande maioria das colunas selecionadas como exemplo apresentam flambagem crítica no modo local e algumas no modo global para um comprimento de *100cm*.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPQ - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pelo auxílio financeiro na realização deste projeto.

REFERÊNCIAS

- [1] ABNT NBR 14762, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2010.
- [2] BEBIANO R., PINA P., SILVESTRE N., CAMOTIM D. **GBTul 1.0 – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members**, DECivil/IST, Technical University of Lisbon. (<http://www.civil.ist.utl.pt/gbt>), 2010.
- [3] BEBIANO R., PINA P., SILVESTRE N., CAMOTIM D., **Manual user.GBTul 1.0 – Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members**, DECivil/IST, Technical University of Lisbon, 2010.
- [4] CHODRAUI, G. M. B. **Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão**. São Carlos. Tese de doutorado – Escola de Engenharia de Sao Carlos, Universidade de Sao Paulo, 2006.
- [5] GARCIA, R. A. S. **Behaviour and DSM design of cold-formed steel web/flange stiffened lipped channel columns experiencing distortional failure**. Tese – COOPE UFRJ, Instituto Iberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Rio de Janeiro, 2016.
- [6] HANCOCK, G.J., **Cold-formed steel structures**. Journal of Constructional Steel Research, v.59, pp.473-487, 2003.
- [7] JAVARONI, C.E. **Estruturas de aço: dimensionamento de perfis formados a frio**. 1a Ed. Elsevier Editora Ltda, 2015.
- [8] IYENGAR, N. G. R. **Structural stability of columns and plates**. Affiliated East-West Press, 1986.
- [9] SCHAFER, B. W. **Thin-walled column design considering local, distortional and euler buckling**. Proceedings: Structural Stability Research Council – Annual Technical Session and Meeting, 2001.
- [10] SILVESTRE, N.; CAMOTIM, D. **Towards an Efficient Design Against Distortional Buckling: Formulae for C and Z-Section Cold-Formed Steel Members**. Proceedings of Structural Stability Research Council (SSRC) 2004 Annual Stability Conference, Long Beach, pp. 239- 263, March 24-27, 2004.
- [11] SCHAFER, B. W.; PEKÖZ, T. **Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses**. Journal of Constructional Steel Research, v.47, p.193-210, January, 1998.

SOBRE O ORGANIZADORA

FRANCIELE BRAGA MACHADO TULLIO Engenheira Civil (Universidade Estadual de Ponta Grossa - UEPG/2006), Especialista em Engenharia de Segurança do Trabalho (Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR/2009, Mestre em Ensino de Ciências e Tecnologia (Universidade Tecnológica federal do Paraná – UTFPR/2016). Trabalha como Engenheira Civil na administração pública, atuando na fiscalização e orçamento de obras públicas. Atua também como Perita Judicial em perícias de engenharia. E-mail para contato: francielebmachado@gmail.com

ÍNDICE REMISSIVO

A

Ação do vento 225, 226, 228, 229, 230, 235
Algoritmo 1, 3, 7, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 240, 251, 254, 258
Análise estrutural 1, 2, 4, 9, 14, 15, 90, 91, 93, 94, 95, 96, 98, 198, 224
Aplicativo 28, 56, 60, 61, 62, 63, 66
Aprendizagem 69, 70, 71, 72, 73, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 84
Argamassa 107, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 130, 131
Armaduras 93, 95, 192, 196, 197, 199, 200, 202

B

BIM 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 40, 41, 42, 43, 53, 54, 55, 58
Blocos de concreto 190

C

Cálculo 1, 4, 10, 14, 15, 33, 38, 63, 66, 69, 75, 80, 84, 86, 90, 93, 98, 101, 104, 105, 106, 109, 112, 172, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 188, 195, 205, 210, 211, 226, 227, 230, 233, 238, 240, 245, 247, 248, 249, 251, 254, 257
Compatibilização 23, 24, 25, 40, 41, 44, 46, 49, 53, 55
Concreto 45, 52, 54, 86, 87, 88, 89, 90, 92, 93, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 112, 113, 123, 130, 131, 166, 167, 168, 169, 170, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 195, 198, 205, 230, 231, 238, 239
Controle tecnológico 121, 122, 127, 130

D

Desenvolvimento 1, 16, 34, 41, 42, 43, 53, 56, 57, 58, 59, 63, 65, 66, 69, 70, 71, 74, 77, 84, 90, 131, 149, 151, 163, 167, 209, 230, 259
Dimensionamento 2, 3, 26, 46, 50, 88, 142, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 197, 199, 204, 208, 212, 223, 238, 240, 241, 242, 246, 247, 249, 258, 259

E

Edificações 17, 41, 44, 54, 67, 87, 90, 99, 121, 122, 124, 130, 133, 135, 137, 140, 141, 142, 147, 148, 226, 229, 230, 233, 237, 238
Elementos finitos 15, 28, 33, 34, 38, 198, 199, 246
Eletricidade 149, 152, 153, 154, 156, 159, 160, 161, 163
Energia 5, 6, 15, 46, 59, 126, 149, 150, 151, 152, 153, 156, 158, 159, 161, 162, 163, 164, 166, 168, 170, 179, 183, 184, 186
Energia renovável 149
Ensaio 28, 101, 104, 108, 109, 110, 111, 112, 121, 122, 128, 129, 130, 169, 170, 191, 197, 205
Estabilidade 86, 87, 88, 92, 93, 98, 99, 115, 226, 238, 246, 249, 258
Estacas 157, 188, 189, 190, 205
Estruturas 1, 2, 3, 9, 14, 15, 28, 38, 41, 45, 54, 86, 87, 88, 89, 90, 92, 99, 100, 105, 113, 119, 167, 168, 169, 171, 176, 178, 179, 186, 205, 207, 208, 223, 224, 225, 238, 239, 241, 259

G

Gerenciamento de obras 56, 58, 60, 61, 66

Gerenciamento de projetos 16, 19, 27, 67

I

Inovação 41, 69, 70, 72, 73, 74, 85, 179

M

Materiais 2, 28, 30, 31, 35, 38, 44, 53, 60, 62, 63, 88, 99, 102, 103, 105, 109, 111, 113, 119, 120, 121, 122, 123, 126, 127, 129, 130, 131, 132, 133, 140, 143, 147, 148, 167, 168, 169, 172, 198, 199, 223, 228

Método dos deslocamentos 1, 3, 9, 14, 15

Modelagem estrutural 225

Módulo de elasticidade 4, 10, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 111, 112, 113, 115, 121, 122, 127, 128, 130, 131, 198, 199, 209, 231, 244

P

Perfis de aço 240, 241, 249, 258, 259

Pré-moldados 90, 177, 178, 179, 180, 181, 186, 187

Projeto 1, 2, 17, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 57, 58, 68, 70, 72, 74, 82, 87, 88, 89, 90, 99, 104, 109, 112, 124, 132, 134, 135, 142, 147, 168, 178, 181, 184, 186, 205, 224, 235, 238, 259

Projeto arquitetônico 26, 44, 54

Propriedades geométricas 3, 209, 222, 242, 243, 245, 249, 251

R

Reciclagem 120, 177, 180, 181, 182, 186, 187

Reforço estrutural 86

Resíduos sólidos 167, 177, 179, 180, 186

Resistência 23, 26, 35, 45, 88, 89, 90, 101, 103, 104, 105, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 115, 121, 122, 124, 126, 127, 128, 129, 131, 142, 166, 168, 169, 170, 171, 173, 174, 175, 176, 177, 189, 195, 198, 199, 200, 231, 240, 242, 249, 251, 257, 258

S

Segurança 53, 132, 134, 135, 139, 140, 142, 143, 151, 179, 212, 226, 230, 233, 238, 260

Simulações 28, 30, 31, 33, 35, 98, 190, 225

Sustentabilidade 19, 20, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 186

T

Tecnologia 27, 40, 41, 42, 53, 54, 57, 58, 59, 61, 67, 68, 121, 131, 152, 153, 157, 161, 163, 166, 260

Treliças 9, 14, 15, 206, 207, 208, 209, 211, 212, 213, 220, 223, 224

V

Viga 50, 86, 87, 88, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 98, 99, 100, 102, 103, 112, 206, 209, 212, 221, 222, 223, 237, 246

