

Engenharia de Construção Civil e Urbana

Franciele Braga Machado Tullio
(Organizadora)



Engenharia de Construção Civil e Urbana

Franciele Braga Machado Tullio
(Organizadora)



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 Internazionale delle Figlie di Maria Ausiliatrice
Prof. Dr. Julio Cândido 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 Pietrobon – 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 Gislene 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 no 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 geraram na engenharia de construção civil e urbana, e que seu uso possa trazer benefícios à 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 DESIGN THINKING 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 *Behavior of steel pile cap*

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

CAPÍTULO 1

DESENVOLVIMENTO DE UM ALGORITMO EM LINGUAGEM PYTHON PARA ANÁLISE DE ESTRUTURAS UTILIZANDO O MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS

Amanda Isabela de Campos

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

RESUMO: A análise estrutural é um conhecimento essencial para o engenheiro civil e é aplicada para diversos tipos de sistemas construtivos, constituindo uma etapa primordial de projeto, onde é necessário para definição da estrutura em questão o cálculo de esforços internos, deslocamentos, reações de apoio, etc. Na graduação em engenharia civil esses conceitos são desenvolvidos com o auxílio do método do deslocamentos que é o mesma formulação utilizada em programas comerciais de análise estrutural, de posse desse conhecimento foi desenvolvido um algoritmo simples e livre, implementado em linguagem PYTHON, que realiza análise estática linear de vigas e pórticos planos modelados com elementos de barra sob influência de carregamentos estáticos, para diferentes seções geométricas e módulos de elasticidade. Assim, o usuário tem contato com os resultados de matrizes de rigidez dos elementos, matrizes de rotação, matriz de rigidez da estrutura global, etc. Além de acompanhar o desenvolvimento do método, e não somente inserir dados de entrada e receber resultados como acontece

com programas fechados, dessa forma acredita-se que é de grande interesse para o aprendizado a utilização e compreensão dos passos seguidos de acordo com o método dos deslocamentos aplicados nesse algoritmo. Para validar o algoritmo proposto os resultados de esforços e reações de apoio obtidos são então comparados com resultados teóricos e uma modelagem no programa comercial já consolidado SAP2000, o trabalho proposto apresentou resultados exatamente iguais e se mostra uma ferramenta simples e precisa para aplicação e desenvolvimento dos conceitos aprendidos, sem a necessidade de programas robustos.

PALAVRAS-CHAVE: Análise estrutural, método dos deslocamentos, pórtico plano.

ABSTRACT: The structural analysis is an essential knowledge for the civil engineer and is applied to several types of construction systems, constituting a primordial stage of design, where it is necessary to define the structure in question the calculation of internal forces, displacements, support reactions, etc.. In the graduation in civil engineering these concepts are developed with the aid of the stiffness method, which is the same formulation used in commercial programs of structural analysis, with this knowledge was developed a simple and free algorithm, implemented in PYTHON

language, which performs static linear analysis of beams and plane frames modeled with bar elements under influence of static loads, for different geometric sections and elasticity modules. Thus, the user has contact with the results of stiffness matrices of the elements, rotation matrices, stiffness matrix of the global structure, etc. In addition to following the development of the method, and not only enter input data and receive results as it happens with closed programs, it is believed that it is of great interest for learning the use and understanding of the steps followed according to the method of displacements applied in this algorithm. To validate the proposed algorithm the results of efforts and support reactions obtained are then compared with theoretical results and a modeling in the already consolidated commercial program SAP2000, the proposed work presented exactly the same results and shows a simple and precise tool for application and development of the concepts learned, without the need for robust programs.

KEYWORDS: Structural analysis, Displacement method, Plane frame.

DEVELOPMENT OF AN ALGORITHM IN PYTHON LANGUAGE FOR STRUCTURAL ANALYSIS USING THE STIFFNESS METHOD

1 | INTRODUÇÃO

Segundo Martha (2010) a análise estrutural é a fase do projeto estrutural em que é feita a idealização do comportamento da estrutura. Esse comportamento pode ser descrito com a determinação pelos campos de tensões, deformações e deslocamentos na estrutura. De uma maneira geral, a análise estrutural tem como objetivo determinar esforços internos e externos (cargas e reações de apoio), e tensões, além dos deslocamentos e correspondentes deformações da estrutura que está sendo projetada. Ou seja, é de grande interesse do engenheiro determinar previamente quais serão as solicitações para um determinado carregamento e de posse desses resultados dimensionar corretamente a estrutura e os materiais a serem empregados na edificação.

A análise estrutural como outros tantos problemas de engenharia pode ser entendida como a procura por uma solução numérica de um problema matemático, e sabe-se que soluções numéricas, ou aproximadas, para problemas de natureza continua descritos por modelos matemáticos através de equações representam uma classe de solução conveniente para a Engenharia (MILLMAN; AIVAZIS, 2011).

Grande parte das estruturas reais podem ser idealizadas por um esquema de pórticos planos chamados de modelos analíticos, com o intuito de facilitar o trabalho e gerar bons resultados, exemplos importantes relacionados a engenharia civil que são resolvidos dessa forma são edifícios, pontes e torres (Hibbeler, 1984). Define-se pórtico plano como um típico modelo estrutural reticulado formado por barras, interligadas por nós e sujeitas a cargas no mesmo plano. Como dito, o dimensionamento estrutural está interligado a determinação das tensões internas das barras. Sabe-se que a tensão interna resultante em uma seção transversal de um membro de pórtico plano

depende do momento fletor, esforço cortante e da força axial (Sussekind, 1981) então uma rápida e correta determinação dessas grandezas é de suma importância no dimensionamento de estruturas.

Nesse trabalho serão determinadas com o auxílio de um algoritmo todas essas grandezas de interesse para qualquer organização de barras em forma de pórtico plano, para qualquer carregamento, definindo assim uma ferramenta de fácil uso e aberta para eventuais alterações ou verificações de algum passo dos cálculos.

O método dos deslocamentos é um método clássico desenvolvido visando a implementação computacional, segundo Kassimali (2012) por ser sistemático ele pode ser convenientemente programável e é um método geral, ou seja, se aplica aos mais variados tipos de estruturas de pórticos planos.

Dessa forma, o método dos deslocamentos foi utilizado como ferramenta e validado como forma de algoritmo numérico resultando assim em um algoritmo que recebe os dados iniciais do pórtico plano, como propriedades geométricas e organização das barras e retorna como resultados as reações de apoio da estrutura, os esforços internos das barras (esforço normal, cortante e momento fletor) e os deslocamentos dos nós. Para isso, inicialmente, a matriz de rigidez de cada elemento de pórtico é montada em relação ao seu eixo local e, em seguida, é transformada em um sistema de coordenadas globais. Existem casos de pórticos formados por barras com as mais diversas inclinações, e como o algoritmo criado propõe resolver qualquer tipo de pórtico é preciso rotacionar todas as matrizes no referencial local da estrutura transformando com o auxílio da matriz de rotação os resultados de forças e deslocamentos para o sistema de coordenadas globais. O sistema de equações gerado é resolvido e as incógnitas, que nesse tipo de problema são os deslocamentos nodais, são então determinadas. Conhecidos os deslocamentos nos nós são calculadas as reações de apoio, e os esforços nas barras da estrutura, completando assim a análise estática linear.

2 | MÉTODOS

2.1 Fundamentação Teórica

A lei de Hooke (equação 1) garante que em um regime elástico linear as deformações (Δx) em uma barra serão diretamente proporcionais as forças aplicadas (ΔF), de acordo com um parâmetro de rigidez k , constante.

$$\Delta F = k * \Delta x \quad (1)$$

Como dito, as estruturas planas em estudo são formadas por elementos de barra no plano, esse tipo de elemento é constituído por dois nós com três graus de liberdade por nó e estão esquematizados na figura 2a. Esses, são: deslocamento

axial, deslocamento transversal e rotação.

A rigidez à flexão de uma barra é calculada por E^*I (produto entre o módulo de elasticidade e a inércia) e a rigidez axial E^*A (produto entre o módulo de elasticidade e a área), considerando a deformação axial da barra na análise. Os possíveis deslocamentos em cada nó da barra são: translação $u(x)$ e rotação em $v(x)$. Dessa forma, cada barra possui seis graus de liberdade, que estão apontados na figura 2b. A relação entre deslocamentos e forças é então determinada a seguir, resultando na matriz de rigidez para esse tipo de elemento.

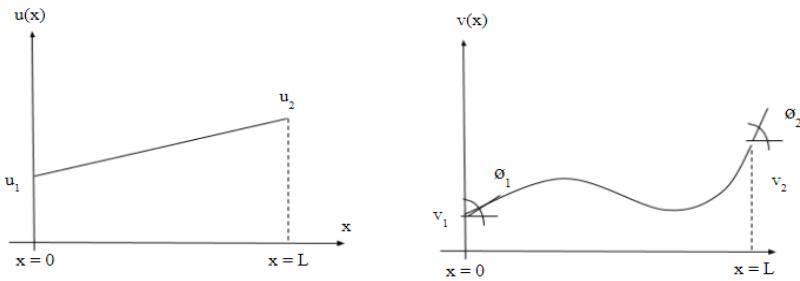


Figura 1 - Deslocamento axial e transversal de um elemento de barra

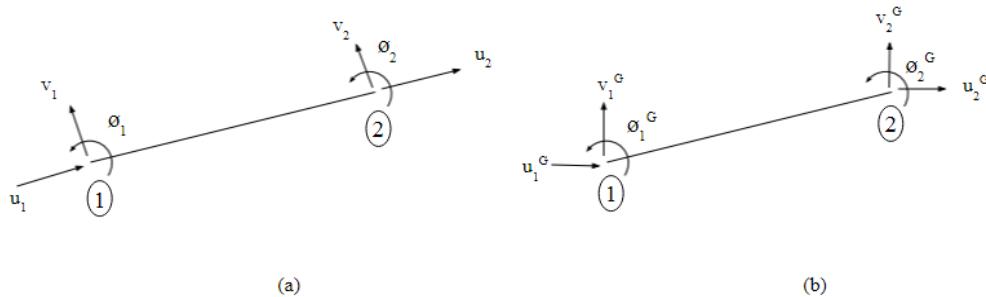


Figura 2- Graus de liberdade do elemento de barra no referencial local (a) e global (b)

É de interesse na análise estrutural o cálculo dos deslocamentos em todos os pontos ao longo do comprimento deste elemento, para isso são utilizadas as chamadas funções de interpolação que aproxima os deslocamentos em todo o comprimento quando conhecidos os deslocamentos nos nós de extremidade do elemento. Nesse trabalho como funções de interpolação foram utilizadas funções de primeiro grau para os deslocamentos axiais dos elementos e para os deslocamentos perpendiculares ao eixo longitudinal utilizaram-se funções de terceiro grau (Figura 1). De acordo com Dias (2014) a adoção de tais funções permite a obtenção de resultados exatos para situações de carregamentos concentrados e aproximados para elementos estruturais sujeitos a carregamentos distribuídos.

Para Clough & Penzien (1975) a formulação das equações de movimento é uma das fases mais importantes no procedimento de análise dinâmico-estrutural e, em

muitos casos, a mais difícil. Nesse trabalho foi aplicado o princípio da energia para determinação das equações de rigidez do elemento de barra.

A aproximação do deslocamento em qualquer distância x da barra então pode ser calculado com o auxílio das funções de interpolação adotadas da seguinte forma. Para o deslocamento axial (equação 1) e para o deslocamento transversal (equação 2).

$$\tilde{u}(x) \cong u_1 + \left(\frac{u_2 - u_1}{L} \right) x \quad (2)$$

$$\tilde{v}(x) \cong a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 \quad (3)$$

As condições de contorno conhecidas (Figura 1) são então aplicadas.

$$\tilde{v}(x = 0) \cong v_1 \Rightarrow a_0 = v_1 \quad (4)$$

$$\tilde{v}'(x = 0) \cong \phi_1 \Rightarrow a_1 = \phi_1 \quad (5)$$

$$\tilde{v}(x = L) \cong v_2 \Rightarrow v_1 + \phi_1 L + a_2 L^2 + a_3 L^3 = v_2 \quad (6)$$

$$\tilde{v}'(x = L) \cong \phi_2 \Rightarrow \phi_1 + 2a_2 L + 3a_3 L^2 = \phi_2 \quad (7)$$

Resolvendo o sistema de equações (2x2), determina-se os coeficientes.

$$a_2 = \frac{3(v_2 - v_1)}{L^2} - \frac{(2\phi_1 + \phi_2)}{L} \quad (8)$$

$$a_3 = \frac{2(v_1 - v_2)}{L^3} + \frac{(\phi_1 + \phi_2)}{L^2} \quad (9)$$

Logo, as aproximações de deslocamentos transversais ao eixo do elemento são calculadas com a seguinte expressão.

$$\tilde{v}(x) \cong v_1 + \phi_1 x + \left[\frac{3(v_2 - v_1)}{L^2} - \frac{(2\phi_1 + \phi_2)}{L} \right] x^2 + \left[\frac{2(v_1 - v_2)}{L^3} + \frac{(\phi_1 + \phi_2)}{L^2} \right] x^3 \quad (10)$$

2.2 Matriz de Rigidez do Elemento

Sabe-se que a energia de deformação específica é calculada a partir das deformações com a seguinte expressão. Essa abordagem é conhecida como formulação por energia.

$$U = \int_0^L \int_A \frac{1}{2} E \varepsilon^2 dA dx \quad (11)$$

$$U = \int_0^L \frac{EA}{2} (\tilde{u}_{,x})^2 + \frac{EI}{2} (\tilde{v}_{,xx})^2 dx \quad (12)$$

Aplicando os deslocamentos calculados (2) e (10) em (12), obtém-se:

$$U = \frac{EA}{2L} (u_2 - u_1)^2 + \frac{2EI}{L^3} \left[L^2 (\phi_1^2 + \phi_1 \phi_2 + \phi_2^2) + 3(v_1 - v_2)^2 + 3L(v_1 - v_2)(\phi_1 + \phi_2) \right] \quad (13)$$

Com essa formulação qualquer coeficiente de rigidez associado a flexão de uma barra pode ser calculado com a expressão 14, obtida com a consideração de que a condição de equilíbrio para um sistema exige que a primeira variação de energia total do sistema seja igual a zero (Zienkiewicz, 1968).

$$K_{(i,j)}^e = \frac{\partial^2 U}{\partial \Delta u_i \partial \Delta u_j} \quad (14)$$

Então, aplicando a equação 13 na expressão 14 pode-se obter os coeficientes de rigidez que formam a matriz de rigidez do elemento escrita em um sistema de coordenadas locais que representa o referencial do elemento, e está indicada a seguir.

$$K_{(i,j)}^e = \begin{bmatrix} EA/L & 0 & 0 & -EA/L & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\ 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 4EI/L \end{bmatrix} \quad (15)$$

2.3 Matriz de Rotação do Elemento

Para uma análise de pórticos planos em barras com inclinações quaisquer funcionar é necessário utilizar os conceitos de referencial local e global e as mudanças entre esses dois universos com a chamada matriz de rotação.

O referencial global da estrutura corresponde ao eixo cartesiano x, y (horizontal e vertical) normalmente utilizado e único para toda a estrutura. Já no referencial local o eixo x é o eixo ao longo do comprimento da barra e o eixo y perpendicular à barra. Então para uma barra horizontal com o nó inicial em zero e nó final no eixo x positivo, o referencial local coincide com o referencial global.

A transformação do referencial global para o local do elemento é feita a partir da multiplicação da matriz de rotação, que depende do ângulo entre os referenciais. Já a transformação do referencial local para o global é feita com a multiplicação da inversa da matriz de rotação. Esse artifício será necessário em alguns trechos do algoritmo.

A matriz de rotação para um elemento com seis graus de liberdade esta apresentada na equação 16, onde os termos não exibidos são todos nulos.

$$R = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \operatorname{sen}\alpha & 0 & & & \\ -\operatorname{sen}\alpha & \cos\alpha & 0 & & & \\ 0 & 0 & 1 & & & \\ & & & \cos\alpha & \operatorname{sen}\alpha & 0 \\ & & & -\operatorname{sen}\alpha & \cos\alpha & 0 \\ & & & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (16)$$

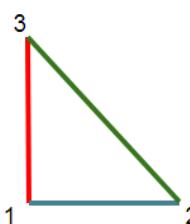
Em uma estrutura plana, após transformar a matriz de rigidez de membros individuais do sistema de coordenadas local para global é preciso de realizar a montagem da matriz de rigidez global de acordo com as conexões dos elementos.

Esse procedimento está descrito a seguir.

2.4 Matriz de Rotação do Elemento

De acordo com Kassimali (2012) um coeficiente de rigidez da estrutura de um determinado nó em uma dada direção é igual à soma algébrica dos coeficientes de rigidez do elemento, nessa direção, devido a todos os elementos com extremidades conectados a esse nó. Este fato indica que a matriz de rigidez da estrutura pode ser formulada diretamente pela adição dos elementos das matrizes de rigidez do elemento em suas posições apropriadas na matriz da estrutura. Esta técnica de formar diretamente uma matriz de rigidez estrutural através da montagem das matrizes de rigidez dos elementos formando assim a matriz global da estrutura é conhecida na literatura como *Assembly* e pode ser programada facilmente e implementada em um código computacional. Esse processo então, consiste em acoplar as informações contidas em cada uma das matrizes e inseri-la em uma matriz global, referente à toda a estrutura. Essa nova matriz contém todas as matrizes de rigidez de cada elemento em suas respectivas posições. O que determina essa posição são as conectividades dos elementos.

Para determinar as posições dos elementos de uma matriz de elemento na matriz de estrutura, identifica-se o número do grau de liberdade da estrutura, no referencial global da estrutura. Um elemento formado pelos nós 1 e 3, por exemplo será adicionado na matriz de rigidez da estrutura nos correspondentes graus de liberdade, e se outro elemento tem ligação no nó 3 esse coeficiente será somado e assim respectivamente para toda a estrutura. Esse procedimento pode ser observado na figura 3, onde cada x corresponde a um coeficiente de rigidez da matriz (15).



	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	XX	XX	XX	X	X	X	X	X	X
2	XX	XX	XX	X	X	X	X	X	X
3	XX	XX	XX	X	X	X	X	X	X
4	X	X	X	XX	XX	XX	X	X	X
5	X	X	X	XX	XX	XX	X	X	X
6	X	X	X	XX	XX	XX	X	X	X
7	X	X	X	X	X	X	XX	XX	XX
8	X	X	X	X	X	X	XX	XX	XX
9	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Figura 3- Montagem da matriz de rigidez de uma estrutura no referencial global

2.5 Algoritmo

Este item tem como objetivo comentar toda a fase de implementações computacionais da análise estática linear de pórticos planos de forma que o leitor seja capaz de compreender a aplicação da teoria de método dos deslocamentos por meio dos mecanismos computacionais de programação. O código foi desenvolvido em linguagem PYTHON, uma linguagem de programação de sintaxe simples, gratuita e direta com ferramentas de cálculos e bibliotecas envolvendo matrizes muito eficientes.

O intuito é formular um algoritmo universal onde qualquer pórtico plano possa ser estudado, alterando as propriedades do material bem como a organização das barras de treliças e/ou barras de pórtico com as mais diversas inclinações sujeitas a cargas distribuídas ou concentradas em duas direções.

A figura 4 exibe o fluxograma da análise linear, apontando os passos seguidos na análise estrutural como método dos deslocamentos implementados no algoritmo.

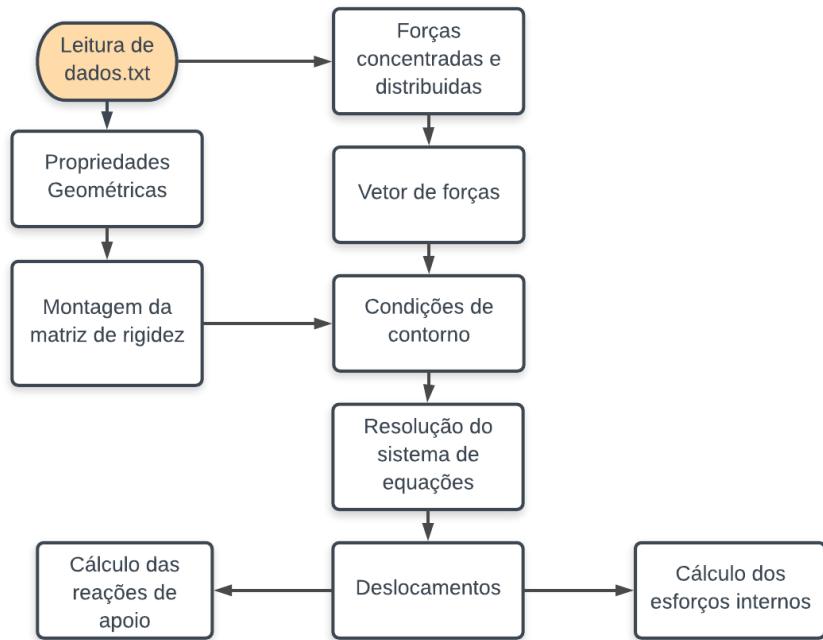


Figura 4 – Fluxograma de análise linear de estruturas

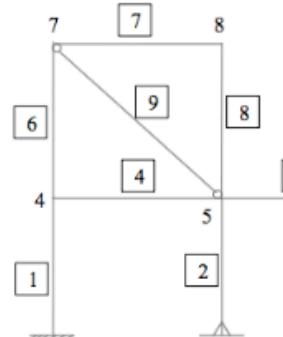
2.5.1 Estrutura Exemplo

A etapa de pré-processamento consiste no usuário informar ao algoritmo qual será a estrutura a ser analisada. Para facilitar esse processo foi criado uma leitura de dados a partir de um arquivo do tipo texto (com extensão .txt) chamado de arquivo de entrada. A leitura é feita por linhas e todas as linhas que iniciam com o caractere # não serão lidas, ou seja, são comentários que facilitam o entendimento. Na figura 5 em (a) está reproduzido o arquivo de entrada utilizado como exemplo, em (b) está esquematizada a estrutura que esse arquivo de entrada representa, onde os números

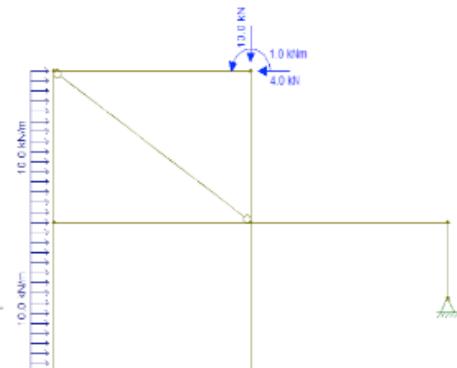
dentro de retângulos é a numeração de cada elemento e os números sem bordas é a numeração de cada nó e em (c) a estrutura exemplo modelada no programa FTOOL.

```
#Número de nós
8
#Número de elementos
9
#Tipos de características
1
#Número de elementos de pórtico
8
#Módulo de elasticidade
35e6
#Área
0.06
#Inércia
8e-4
#Nós Coordenadas x,y
1 0.0 0.0
2 3.0 0.0
3 6.0 1.0
4 0.0 2.0
5 3.0 2.0
6 6.0 2.0
7 0.0 4.0
8 3.0 4.0
#Elementos de pórtico
1 1 4 0.0 -10.0
2 2 5 0.0 0.0
3 3 6 0.0 0.0
4 4 5 0.0 0.0
5 5 6 0.0 0.0
6 4 7 0.0 -10.0
7 7 8 0.0 0.0
8 5 8 0.0 0.0
9 5 7 0.0 0.0
```

(a)



(b)



(c)

Figura 5 - Estrutura exemplo: Arquivo de entrada, numeração dos nós e modelagem no Ftool

Para o perfeito funcionamento do algoritmo o arquivo de entrada deve ser montado no padrão apresentado onde o primeiro número é o número de nós do pórtico a ser analisado, depois o número de elementos, tipo de características, número de elementos de pórticos, módulo de elasticidade, área e inércia da seção transversal, o número de cada nó e as coordenadas x, y, e por fim as informações de cada elemento na seguinte ordem: número do elemento, número do primeiro e do segundo nó (conectividades) e a carga distribuída. Para o caso de cargas concentradas a leitura da posição e da magnitude é feita dentro do próprio algoritmo e para o caso de elementos de treliça, como o último elemento do exemplo da Figura 5(a), só é necessário informar as conectividades.

A validação do algoritmo é feita com a comparação entre os resultados de esforços, reações de apoio e deslocamentos obtidos com resultados do Ftool e a seguir com o SAP2000.

3.1 Matriz de Rígidez do Elemento 5

Como dito a matriz de rigidez para qualquer elemento deve ter a forma da equação 15, para comprovar isso foi escolhido um elemento qualquer da estrutura exemplo, utilizamos aqui para exemplificar o elemento 5, mas qualquer outro elemento a equação da matriz de rigidez é mantida. O resultado do cálculo dessa matriz utilizando o algoritmo está exposto na figura 6.

$$E = 35 \times 10^6 \text{ kPa}, A = 0,06 \text{ m}^2, I = 8 \times 10^{-4} \text{ m}^4, L = 3 \text{ m}$$

	0	1	2	3	4	5
0	700000.000	0.000	0.000	-700000.000	0.000	0.000
1	0.000	12444.444	18666.667	0.000	-12444.444	18666.667
2	0.000	18666.667	37333.333	0.000	-18666.667	18666.667
3	-700000.000	0.000	0.000	700000.000	0.000	0.000
4	0.000	-12444.444	-18666.667	0.000	12444.444	-18666.667
5	0.000	18666.667	18666.667	0.000	-18666.667	37333.333

Figura 6 - Matriz de Rígidez do elemento 5

3.2 Matriz de Rotação do Elemento 7 e 9

Como dito a matriz de rotação para qualquer elemento deve ter a forma da equação 16, para comprovar isso foi retirado do algoritmo a matriz de rotação do elemento 7 e 9 e observa-se que os valores são coerentes.

	0	1	2	3	4	5
0	-0.832	0.555	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.555	-0.832	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000	-0.832	0.555	0.000
4	0.000	0.000	0.000	-0.555	-0.832	0.000
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Figura 7 - Matriz de Rotação do Elemento 9

	0	1	2	3	4	5
0	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	-0.000	1.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

Figura 8 - Matriz de Rotação do Elemento 7

3.3 Reações de Apoio

A resposta para reações de apoio obtidas no algoritmo é apresentada na forma de um vetor com o número de linhas igual ao número de graus de liberdade da estrutura, onde cada valor de reação de apoio está na posição do grau de liberdade referente ao impedimento. Como por exemplo a primeira posição do vetor de reações de apoio corresponde ao grau de liberdade 1 (direção x) do nó 1. A comparação com os resultados do Ftool é apresentada a seguir na figura 9.

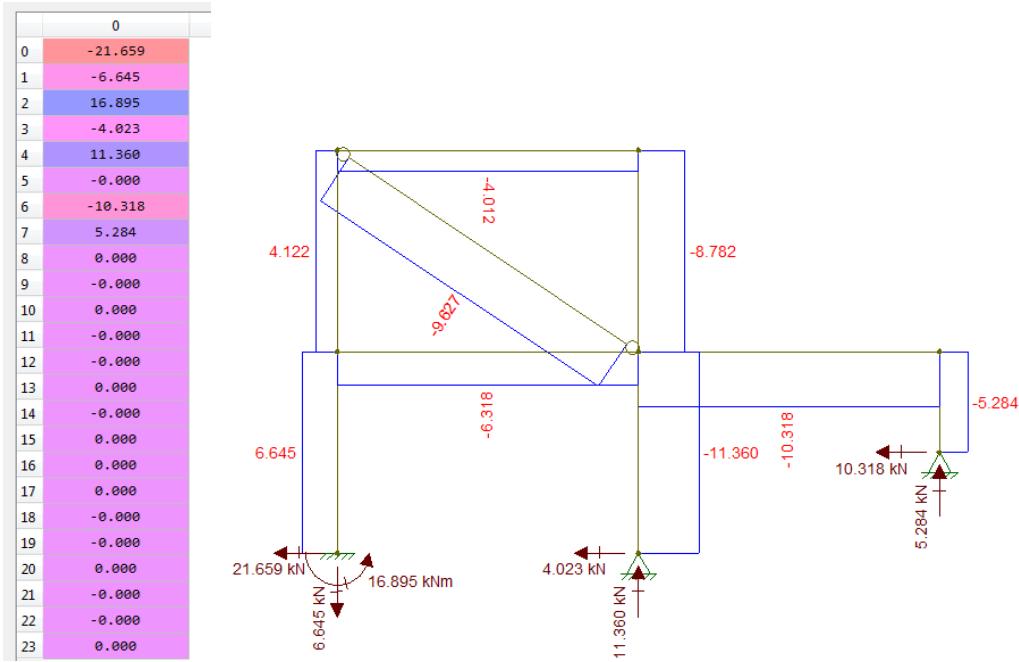


Figura 9 – Vetor com as Reações de Apoio e Diagrama de Esforço Normal

3.3 Esforços: Normal, Cortante e Momento Fletor

A resposta para esforços obtidas no algoritmo é apresentada na forma de uma matriz com seis linhas (número de graus de liberdade por elemento) e número de colunas igual ao número de elementos, ou seja para cada coluna representa um elemento, assim a primeira coluna retrata os esforços no elemento 1, e cada linha dessa coluna é um grau de liberdade. O esforço normal está sempre na primeira linha (para o primeiro nó) e na quarta linha (para o segundo nó) em cada elemento. O esforço cortante está sempre na segunda linha e na quinta e por fim o momento fletor estará na terceira linha e na última. Os resultados de esforços obtidos no Ftool estão apresentados na figuras 9 (Normal) e 11 (Cortante e momento fletor), esses valores podem ser comparados com a matriz de esforços obtida com o algoritmo na figura 10 a seguir.

	0	1	2	3	4	5	6	7	8
0	-6.645	11.360	5.284	6.318	10.318	-4.122	4.012	8.782	9.627
1	21.659	4.023	10.318	-2.522	-5.284	7.977	1.218	0.012	0.000
2	16.895	-0.000	0.000	-4.952	-5.535	-1.471	2.574	0.104	0.000
3	6.645	-11.360	-5.284	-6.318	-10.318	4.122	-4.012	-8.782	-9.627
4	-1.659	-4.023	-10.318	2.522	5.284	12.023	-1.218	-0.012	0.000
5	6.424	8.046	10.318	-2.615	-10.318	-2.574	1.079	-0.079	0.000

Figura 10 - Matriz de esforços obtida com o algoritmo

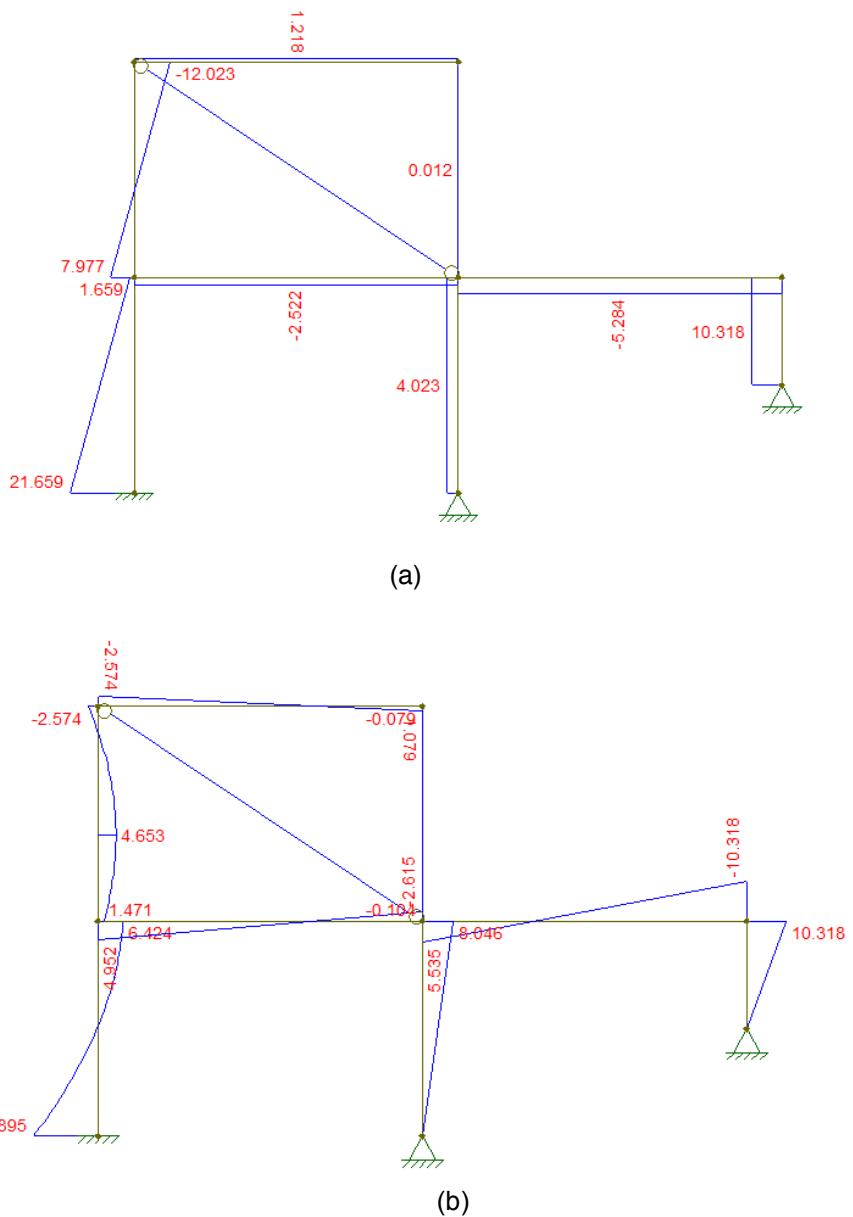


Figura 11 – (a) Diagrama de Esforços Cortantes e (b) Momentos Fletores

3.4 Deslocamentos

O resultado de deslocamentos obtidos no algoritmo é apresentado na forma de um vetor com número de linhas igual ao número de graus de liberdade, onde cada valor de deslocamento esta na posição do grau de liberdade de interesse. Os graus de liberdade com impedimento (apoios) apresentam deslocamentos nulos, ou praticamente nulo (alguns resíduos de erros numéricos irrelevantes podem aparecer). Dessa forma, o deslocamento horizontal (em metros) do nó 6 apresentado na tabela 1 é o deslocamento da posição 15. O número do grau de liberdade pode ser encontrado com a seguinte operação $(3*6 - 2) - 1 = 15$ utilizando a lógica $(3*NÓ - 2) - 1$ para a direção x, e considerando que a contagem de posições em Python começa no zero. O valor calculado do deslocamento nesse grau de liberdade quando comparado com o Ftool e o programa SAP2000 mostram valores iguais, validando mais uma vez o algoritmo, a tabela 1 apresenta a comparação dos resultados.

	Deslocamentos no nó 6				Reações de apoio Nô 1		
	Ftool	Sap2000	Algoritmo		Ftool	Sap2000	Algoritmo
x (m)	3.897E-04	3.897E-04	3.897E-04	x (kN)	-21.659	-21.659	-21.659
y (m)	-2.516E-06	-2.516E-06	-2.516E-06	y (kN)	-6.645	-6.645	-6.645
z (rad)	-2.669E-04	-2.669E-04	-2.669E-04	z (kNm)	16.895	16.895	16.895

Tabela 1 – Comparação entre resultados utilizando três diferentes ferramentas

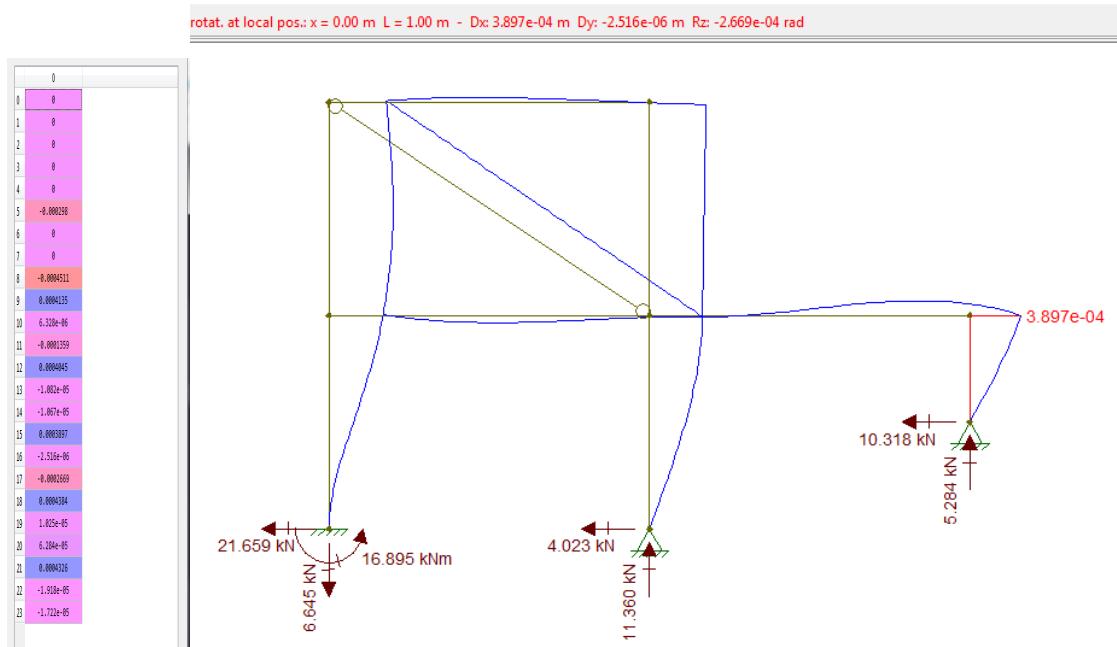


Figura 12 - Deslocamentos obtidos com o algoritmo e com o Ftool.

4 | DISCUSSÃO

A abordagem proposta para análise linear de estruturas planas possui vantagens quando comparada com outras ferramentas como compreensão e contato com todos as etapas de cálculo e possibilidade de estudo das mais diversas formas e tipos de pórticos planos, com elementos de barras ou treliças. Quando confrontado com os programas comerciais já consolidados possui desvantagens, como falta de visualização gráfica do modelo da estrutura e sua deformada, porém uma vez que o usuário conhece os passos do método dos deslocamentos o algoritmo garante uma aplicação poderosa, com resultados exatos além de exercitar a aplicação de toda a teoria envolvida, ao contrário dos programas comerciais onde só se insere dados e recebe resultados.

5 | CONCLUSÃO

O trabalho teve como objetivo aplicar computacionalmente a formulação do método dos deslocamentos em um algoritmo que realiza uma análise estrutural linear

em qualquer estrutura plana, calcular dessa forma os deslocamentos, esforços e reações de apoio de pórticos planos, treliças ou vigas. A obtenção da matriz de rigidez pela formulação de energia passando pela aproximação do campo de deslocamentos com funções de interpolação foi validada para aplicação no código. O intuito desse algoritmo era ter o contato com cada matriz de rigidez e vetor de forças, diferente de uma análise estrutural em programas fechados onde só se tem acesso ao resultado final.

Os passos do método dos deslocamentos foram aplicados no algoritmo como a criação da matriz de rigidez global, após a rotação e *assembly* das matrizes dos elementos, criação do vetor de forças nodais e por fim a resolução do sistema de equações, para qualquer estrutura plana que o usuário informar.

Como forma de validação foram comparados os resultados de um pórtico plano com diferentes tipos de características geométricas das barras, inclinações de elementos, carregamentos e tipos de vinculações ou apoios, calculados com o algoritmo implementado, o FTOOL e o SAP200. Como esperado as reações de apoio, deslocamentos nodais e esforços internos nos elementos foram praticamente idênticos comprovando a validade e precisão do código proposto e garantindo a validade do algoritmo para qualquer estrutura plana desejada.

Por fim pode-se afirmar que o uso de ferramentas desse tipo configura um importante aliado no processo de aprendizado de análise estrutural, uma vez que o usuário tem contato com todas as etapas de cálculo.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq pelo auxílio financeiro.

REFERÊNCIAS

- [1] CLOUGH, RAY W., PENZIEN, JOSEPH. **Structural dynamics**. New York: McGrawHill Inc, 1975.
- [2] DIAS, R. P. **Formulação do método dos elementos finitos para a análise elástica linear de pórticos planos**. Trabalho de Conclusão De Curso (Engenharia Civil) - Universidade Federal do Paraná, 2014.
- [3] HIBBELER, RUSSELL C., KIANG, TAN. **Structural analysis**. Prentice Hall, 1984.
- [4] KASSIMALI, ASLAM. **Matrix Analysis of Structures I** Version. Cengage Learning, 2012.
- [5] MARTHA, LUIZ. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Elsevier Brasil, 2010.
- [6] SUSSEKIND, J. C. **Curso de análise estrutural**. 6. ed. Porto Alegre-Rio de Janeiro: Editora Globo, 1981.
- [7] ZIENKIEWICZ, O. C.; CHEUNG, Y. K. **The finite element method in structural and continuum mechanics: numerical solution of problems in structural and continuum mechanics**. London: McGraw-Hill, 1968.

IMPLANTAÇÃO DO BIM EM UMA EMPRESA DE PEQUENO PORTE – ESTUDO DE CASO EM UMA EMPRESA JÚNIOR

Rafael Braida Ribeiro

Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia Juiz de Fora - MG

Maurício Leonardo Aguilar. Molina

Universidade Federal de Juiz de Fora

RESUMO: O BIM vem se consolidando no Brasil devido a diferentes incentivos e políticas governamentais. A criação da Câmara Brasileira de BIM, o lançamento da Estratégia BIM BR e o incentivo de instâncias como o governo estadual de Santa Catarina, a Caixa Econômica Federal, o BNDES e o Exército Brasileiro permitem perceber a importância do movimento no Brasil, com a consequente demanda por profissionais com competências em BIM. Considerando que é nas instituições de ensino superior que são formados os profissionais que irão desenvolver projetos de engenharia, percebe-se a necessidade de uma mudança na forma como tais competências são abordadas. As empresas juniores constituem um espaço de grande relevância para que os discentes começem a se envolver com o desenvolvimento de projetos profissionais reais, junto com o gerenciamento dos mesmos. Sob esse contexto, a empresa júnior das faculdades de Engenharia e Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal de Juiz de Fora, em decorrência dos seus objetivos para o ano de 2018, decidiu

pela implantação do BIM em seus processos, políticas e ferramentas de projetos. Foi definida, para a criação do Plano de Implementação BIM, a adoção dos conceitos do PMBOK, a fim de possibilitar o gerenciamento profissional de projetos. Este trabalho apresenta o novo plano de trabalho da empresa, definido a partir de práticas existentes e modificando aspectos da concepção e fluxo de trabalho dos projetos.

PALAVRAS-CHAVE: BIM, Gerenciamento de Projetos, Design for X.

IMPLEMENTATION OF BIM IN A SMALL BUSINESS – CASE STUDY IN A JUNIOR COMPANY

ABSTRACT: BIM has been consolidating in Brazil due to different incentives and government policies. The creation of the Brazilian BIM Chamber, the launch of the BIM BR Strategy and the encouragement of instances such as the Santa Catarina state government, Caixa Econômica Federal, BNDES and the Brazilian Army allow us to realize the importance of the movement in Brazil, with the consequent demand for professionals with BIM skills. Considering that it is in higher education institutions that the professionals who will develop engineering projects are trained, there is a need for a change in the way such competences are approached. Junior companies are a very important space

for students to begin to get involved with the development of real professional projects, along with their management. In this context, the junior company of the Faculties of Engineering and Architecture and Urbanism of the Federal University of Juiz de Fora, due to its objectives for 2018, decided to implement BIM in its processes, policies and project tools. For the creation of the BIM Implementation Plan, the adoption of PMBOK concepts was defined in order to enable professional project management. This paper presents the company's new work plan, defined from existing practices and modifying aspects of project design and workflow.

KEYWORDS: BIM, Project Management, Design for X.

1 | INTRODUÇÃO

O setor da Arquitetura, Engenharia, Construção e Operações – AECO – passa por mudanças significativas com a adoção do BIM – Building Information Modeling – um conjunto de tecnologias de projeto e processos produtivos que possibilita a geração e gestão de dados de construção ao longo do ciclo de vida de um empreendimento, envolvendo a coordenação entre as diferentes disciplinas do projeto [1].

1.1 O aprendizado do BIM na UFJF

O estudo conceitual do BIM, bem como sua aplicação prática, vem sendo realizado em áreas da UFJF que pouco se comunicam, como a Pró-Reitoria de Infraestrutura e Gestão, disciplinas eletivas e pesquisas de docentes das faculdades de Engenharia e Arquitetura e Urbanismo, além da empresa PORTE Jr. Este trabalho surge da necessidade de suprir a demanda por uma modernização nos processos de projetos da PORTE Jr., bem como fomentar o intercâmbio de informações entre as diversas áreas internas e da universidade como um todo.

No segundo semestre do ano de dois mil e dezoito, discentes do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia deram início ao Grupo de Estudos e Práticas em BIM da UFJF (GEBIM). O formato de grupo, que conta com apoio docente, tem como objetivo desenvolver conhecimento através de estudos e discussões, atuando em torno de alguns eixos para a disseminação do BIM na UFJF. O primeiro deles é a identificação das disciplinas do currículo envolvidas na concepção de um projeto de edificação e a articulação dos conceitos do BIM nelas; o segundo é a disseminação do BIM através das disciplinas que fazem parte dos cursos de Engenharia Civil e Arquitetura e Urbanismo na UFJF. Por fim, a implantação do BIM na PORTE Jr. através de uma parceria com o GEBIM constitui a base deste trabalho.

O movimento de empresas júnior constitui uma oportunidade interessante para alunos de cursos de graduação para aceder às inovações do mercado e, nesse intuito, a parceria entre o GEBIM e a PORTE Jr. viabiliza a transferência de conhecimento para sua utilização em projetos reais de edificações. A PORTE Jr. possui como meta para o presente ano “Se manter como primeira empresa júnior do estado de Minas

Gerais” e, como visão, “Ser a maior empresa júnior do Brasil até 2020”.

1.2 Iniciativas governamentais para implantação do BIM

Segundo PESSATO [2], o estado de Santa Catarina é o pioneiro no incentivo à utilização do BIM no Brasil, através da exigência de projetos para a Secretaria de Saúde nesses moldes. Desta forma, aliado à existência de incentivos federais, percebe-se que as esferas governamentais estão cumprindo um importante papel de fomentar a utilização do BIM no Brasil. Através de uma pesquisa realizada com construtoras da cidade de Florianópolis por MASOTTI [3], foi possível ter uma percepção do estado da arte do setor AECO no que diz respeito a escritórios de projetos, que é o perfil da empresa objeto de estudo neste trabalho.

Das quinze empresas que MASOTTI [3] estudou, somente duas delas não estavam familiarizadas com o conceito BIM, três adotam o conceito – seja por vontade própria ou por demanda de clientes. Quatorze das quinze empresas acreditam que a área de projetos é aquela na qual vislumbra-se um maior potencial de crescimento com o BIM, como mostrado no gráfico apresentado na figura 1.

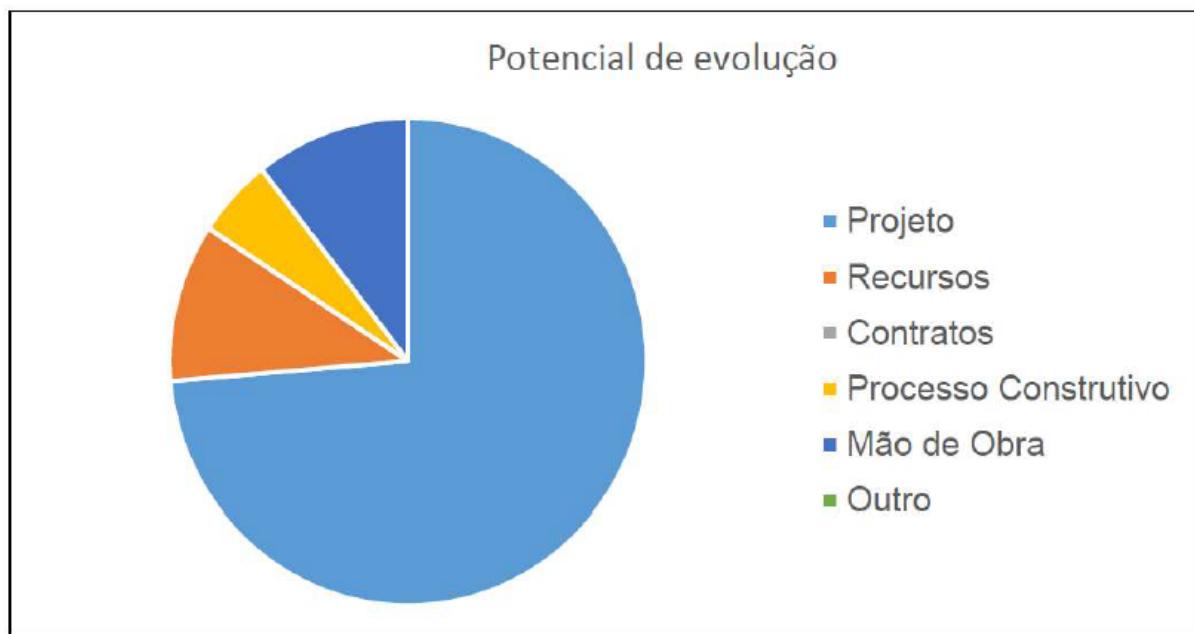


Figura 1 - Potencial de evolução [3]

O BIM permeia todas as áreas do setor AECO e, na opinião dos profissionais das empresas entrevistadas, seus benefícios serão amplos.

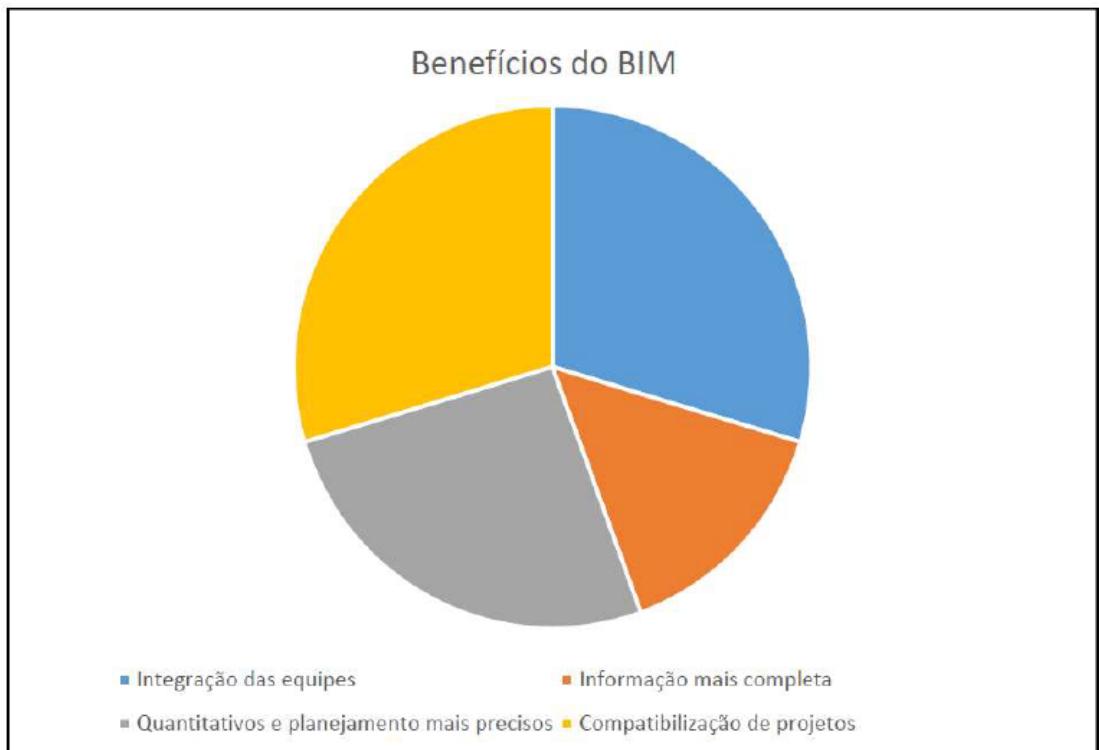


Figura 2 - Benefícios do BIM [3]

A menção do setor de projetos como aquele que possui maior potencial de crescimento, conforme mostra a figura 1, aponta para a importância de se investir nessa etapa do ciclo de vida. Por tal motivo foi proposto para a PORTE Jr. um plano de implementação do BIM que foca inicialmente em melhorias de processos e na mudança da mentalidade de projeto tradicional para aquela que será chamada aqui de “Design para a Gerenciabilidade”.

2 | OBJETIVOS

A implantação do BIM em uma empresa, independente do seu porte, vai muito além da simples aquisição e utilização de softwares; ela requer uma mudança geral em todo o processo de projeto. Segundo Ferreira (2017), quando se pensa na adoção do BIM para a elaboração de projetos, pretendesse alcançar a eficiência através da interoperabilidade, bom gerenciamento de informações e sustentabilidade.

Desta forma, este trabalho tem como objetivo apresentar as etapas utilizadas durante a criação do Plano de Implantação BIM que permitirá que a empresa júnior saia do nível 0 e alcance, inicialmente, o nível 1 de maturidade BIM. Para tal serão seguidas práticas de gerenciamento de projetos descritas no PMBOK em sua sexta edição [4], dentre elas o Design for X, no contexto do Design para a Gerenciabilidade.

3 | REVISÃO DA LITERATURA

Uma forma de implantar e analisar as áreas de um projeto sob a ótica BIM é através das suas dimensões. A edificação passa por um ciclo de vida que, no BIM, envolve sete dimensões: Modelagem (3D), Planejamento (4D), Orçamento (5D), Sustentabilidade (6D) e Gestão da Operação (7D). Essas dimensões são inseridas de forma sequencial no ciclo de vida da edificação como mostradas na imagem abaixo.

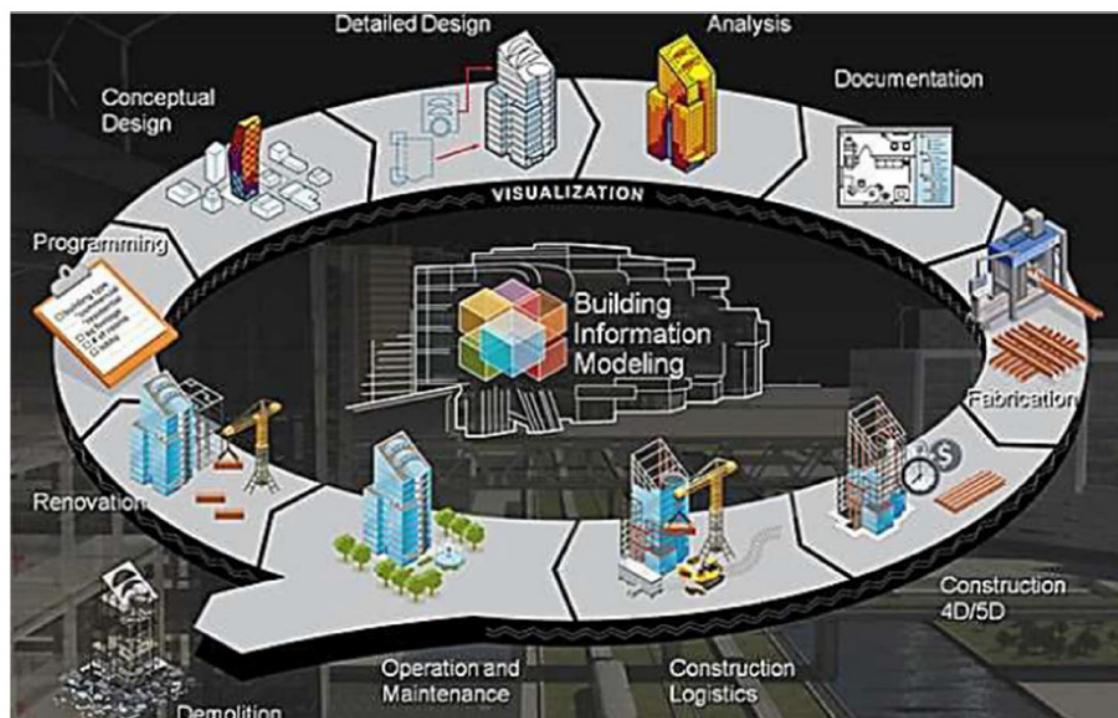


Figura 3 - Ciclo de vida da edificação (Fonte: <http://buildipedia.com/aec-pros/design-news/the-daily-life-of-building-information-modeling-bim>)

A figura 4 mostra, de forma comparativa, o fluxo de trabalho de um projeto utilizando BIM e não o utilizando. Analisando-a é possível observar que o fluxo de trabalho BIM aumenta a quantidade de trabalho nas fases de projeto, o que possibilita a otimização e redução do trabalho nas fases de execução. Desse modo, quanto mais avançado encontra-se o cronograma do projeto, maior é o custo de qualquer mudança e menor o seu impacto.

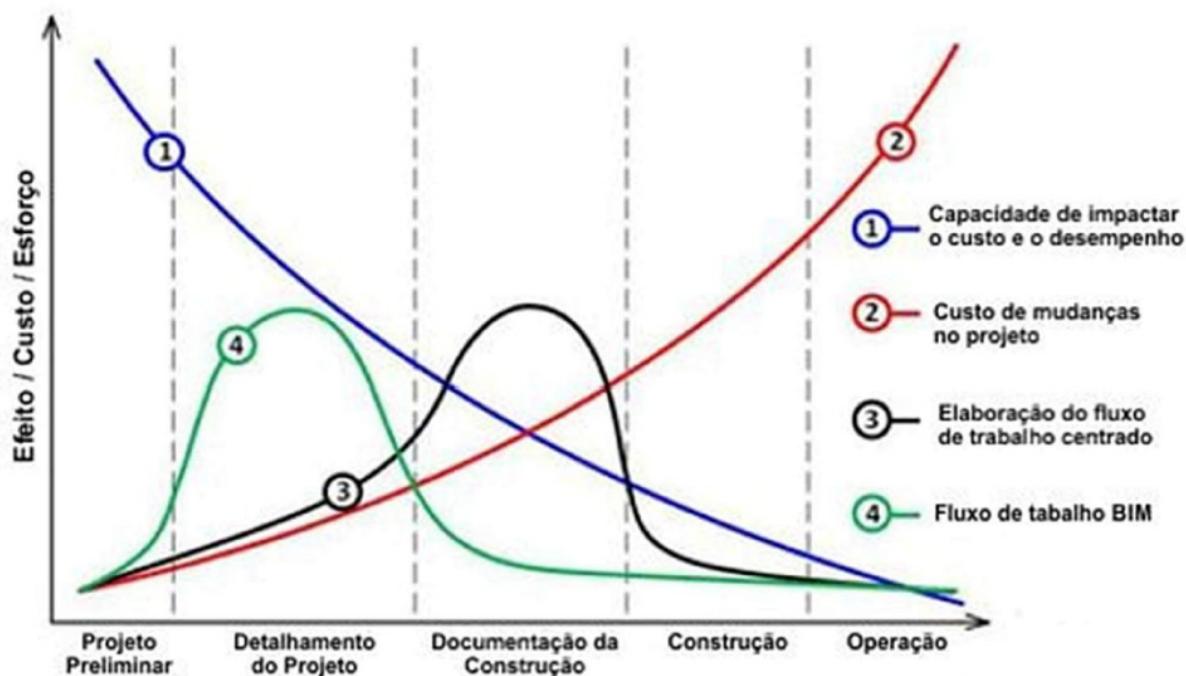


Figura 4 - Processo BIM de projeto [5]

A implantação do BIM envolve, além de ferramentas, conceitos e processos que devem ser bem definidos e difundidos por toda a empresa, para se avançar na maturidade organizacional em torno do BIM, conforme mostrado na figura 5.

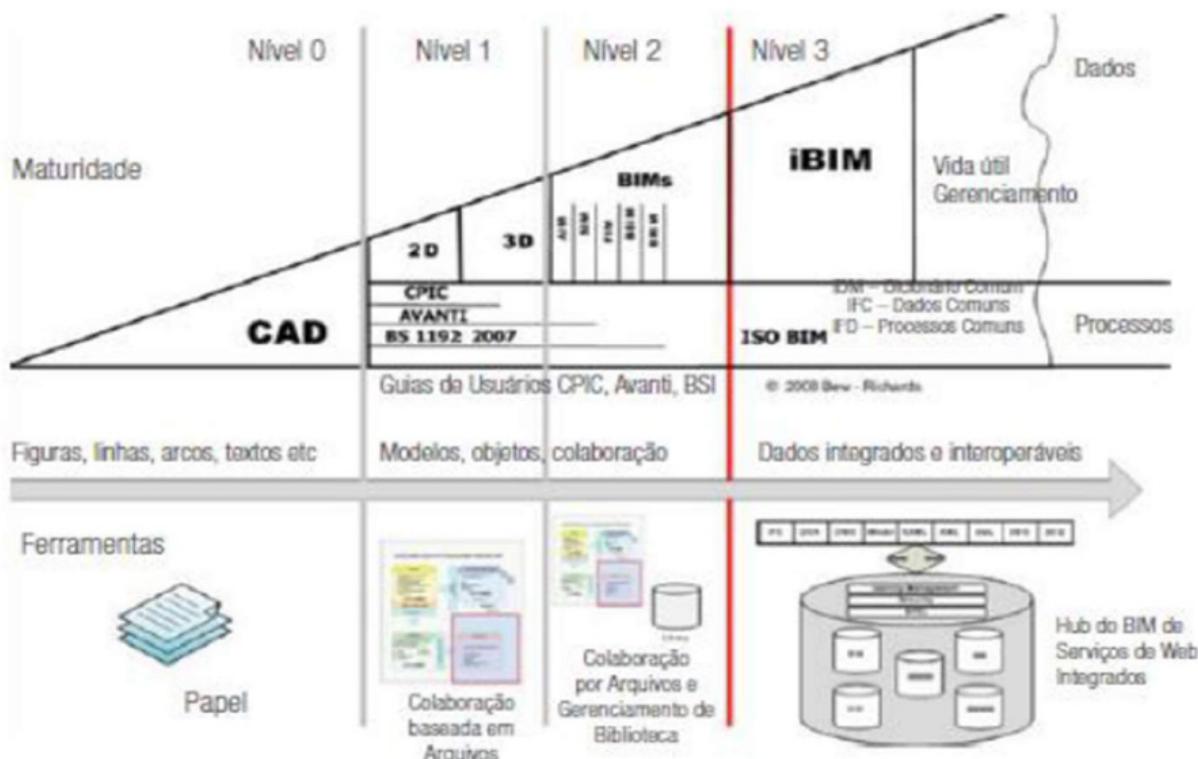


Figura 5 - Níveis de maturidade BIM [2]

4 | ESTUDO DE CASO

Durante o processo de elaboração do Plano de Implantação BIM para a PORTE Jr. foram seguidas etapas bem definidas de observação, análise e decisão. O fator dominante durante todo o processo foi a preocupação em, inicialmente, tentar adaptar processos já existentes para a realidade BIM e, somente no caso de não ser possível adaptar, optar pela completa modificação. Essa preocupação faz com que sejam respeitadas as características da empresa e de seus membros.

Uma ferramenta de projeto utilizada na indústria naval é a Espiral de Projeto de Evans [6]. Essa ferramenta se baseia em um ciclo de melhoria contínua baseado nas etapas do projeto. Na elaboração do Plano de Implantação BIM foi utilizada a espiral abaixo para que fosse possível, a cada ciclo completo, iniciar um novo processo de melhoria que fizesse com que os processos da empresa se aproximassesem cada vez mais do desejado dentro do nível 1 de maturidade BIM.

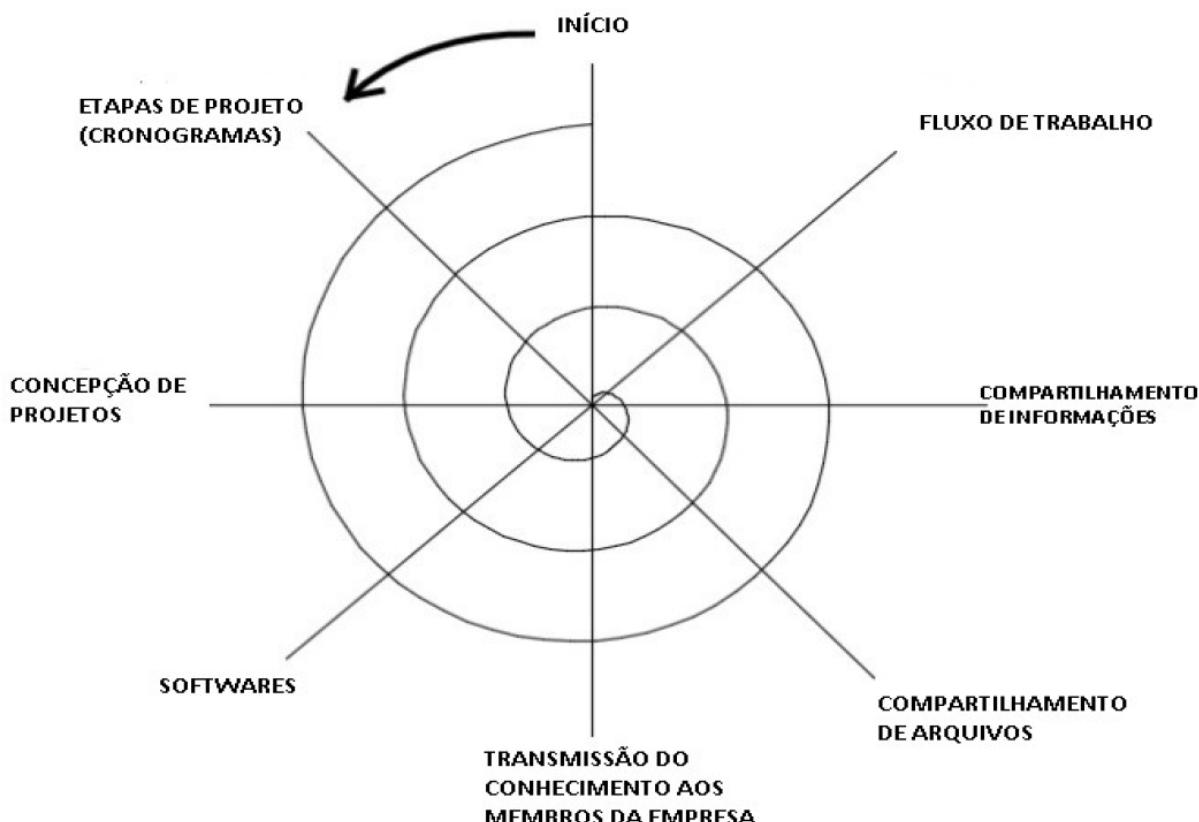


Figura 6 - Espiral de projeto adaptada de [6]

As etapas mostradas na espiral de projeto da figura 6 serão divididas em tópicos e explicadas de forma que seja possível compreender como se deu a utilização desta ferramenta. As informações coletadas em cada uma das etapas foram extraídas

através de reuniões com membros da empresa e observação direta dos processos.

4.1 Etapas de projeto (Cronogramas)

As etapas do projeto entram como primeiro elemento de análise da espiral por ser considerado de extrema importância o entendimento do sequenciamento do projeto para que possam ocorrer melhorias. No caso deste projeto foi possível perceber os seguintes pontos iniciais de melhoria nos cronogramas praticados:

- os cronogramas são elaborados baseando-se somente em suposições;
- o nível de detalhamento da Estrutura Analítica do Projeto (EAP) é baixo.

4.2 Concepção de projetos

A etapa da concepção dos projetos arquitetônico, estrutural e de instalações foi, desde o início, o foco principal desta implantação. A resistência às mudanças por parte dos membros da empresa foi um fator que recebeu atenção especial, pois entende-se que, se o departamento de projetos não aceita a iniciativa, o processo tem poucas chances de dar certo. A falta de ênfase nas etapas do processo de projeto nas disciplinas da grade do curso de Engenharia Civil necessário considerar alguns pontos de melhoria na concepção dos projetos:

- superar a mentalidade tradicional de projeto, na qual as áreas trabalham de forma independente;
- trabalhar a coordenação de projetos em contraposição com a prática compatibilização, que geralmente pressupõe retrabalho.

4.3 Softwares

A adoção do BIM implica na adoção de softwares que estejam alinhados com características como a geração de um modelo do projeto que contenha informações e parâmetros e a interoperabilidade entre plataformas. Existe hoje em dia uma oferta considerável de softwares BIM com foco em aspectos distintos, tornando necessária a etapa de análise dos softwares antes de fazer a escolha de quais serão utilizados. Apesar de utilizar softwares BIM para a modelagem da arquitetura e estrutura, a PORTE Jr. encontra-se no nível 0 de maturidade BIM pelos seguintes fatores observados:

- utilização de softwares de desenho auxiliado pelo computador;
- utilização de softwares de projeto de instalações que não permitem a visualização de um modelo, impedindo a compatibilização dos mesmos com os modelos arquitetônico e estrutural;
- ausência de um software que realize de forma otimizada o processo de com-

patibilização.

4.4 Transmissão do Conhecimento aos Membros da Empresa

Devido ao fato de a PORTE Jr. ter uma alta rotatividade de membros, a transmissão do conhecimento aos novos membros torna-se uma tarefa complexa, principalmente quando há a necessidade de treinamentos presenciais. Desta forma, observou-se que o fato da não disponibilidade de membros em um mesmo horário é um fator complicador para que sejam realizados tais treinamentos.

4.5 Compartilhamento de Arquivos

Na PORTE Jr. os projetos são feitos, em sua maioria, em duplas de projetistas, o que faz com que o compartilhamento de arquivos tenha que ser de forma sincronizada. Ocorrências observadas permitem uma análise de que existem falhas em tal processo, tais como utilização não otimizada do compartilhamento em nuvem quando se esquece de realizar o upload de arquivos ao terminar o trabalho, o que causa um problema do versionamento de arquivos.

4.6 Compartilhamento de informações

Esta área do processo de projetos encontra-se bem estruturada na PORTE Jr., visto que utilizam uma plataforma de compartilhamento de informações que é bem utilizada. O único ponto de melhoria na área é o fato de ocorrer pouca comunicação entre áreas no que diz respeito às alterações de projetos.

4.7 Fluxo de Trabalho

O fluxo de trabalho da PORTE Jr. encontra-se bem estruturado para a forma em que os projetos são executados atualmente, porém, ao ser adotada o BIM, faz-se necessária a adoção de um fluxo de trabalho diferente para que seja possível executar a coordenação de projetos. A coordenação de projetos possibilita que a compatibilização final não necessite ou necessite de poucas alterações, pois aquelas que por ventura surgiram, foram prontamente feitas ainda no processo de concepção.

4.8 Sugestões de Melhoria

O BIM traz como benefícios para o projeto os seguintes aspectos [1]: visualização antecipada e mais precisa, correções automáticas de baixo nível quando mudanças são feitas, geração de desenhos em duas dimensões precisos e consistentes, colaboração antecipada entre disciplinas, verificação facilitada das intenções, extração de estimativas de custos e incrementação da eficiência energética. Desta forma, é necessário um estudo detalhado de como foi documentado no Plano de Implantação BIM citado neste trabalho, para que seja possível extrair o máximo de benefícios do BIM.

Esses benefícios tornam possível a concepção de projetos que sejam gerenciáveis no formato just in time, ou seja, que permitam que aqueles que os executarão tenham a informação certa, no momento certo e com o insumo certo. Após o processo de análise das modificações e estudo das possíveis soluções, foram listadas as sugestões de melhoria para que fosse possível iniciar a implantação do BIM na PORTE Jr.:

- coleta de informações dos prazos necessários para execução de cada etapa do projeto para que seja possível construir o cronograma médio para cada tipo de projeto;
- maior detalhamento da EAP de cada área de projeto, bem como construção de uma que faça com que os projetos ocorram de forma coordenada, baseando-se no nível de detalhamento (LoD) dos mesmos;
- promover reuniões conjuntas com todas as áreas do projeto de forma regular para que todos os envolvidos na sua elaboração possam ter ciência do andamento do mesmo;
- sugerir leituras regulares de artigos que falem sobre os assuntos essenciais ao BIM: colaboração e coordenação;
- definir a regularidade, de acordo com o cronograma montado, com que será feita a coordenação entre as áreas de projetos para detectar interferências;
- definir responsáveis pela etapa de coordenação e compatibilização dos projetos;
- utilização de softwares BIM em todos os projetos executados pela PORTE Jr.;
- aquisição de softwares BIM que atendam às necessidades da PORTE Jr. e que estejam de acordo com as normas nacionais;
- executar a compatibilização de projetos através de software que seja destinado a tal tarefa;
- produção e utilização de videoaulas e documentos pela PORTE Jr. para que o conhecimento técnico possa ser passado aos novos membros;
- seleção e utilização de plataforma adequada para compartilhamento de arquivos entre duplas de projeto, no intuito de corrigir o problema de não executar o upload de um arquivo ao término do trabalho;
- utilização de um servidor de modelos para compartilhamento de arquivos atualizados no formato de interoperabilidade BIM (IFC) entre áreas distintas do projeto;
- reestruturação do fluxo de trabalho feita através da experiência de um projeto piloto;
- realizar reuniões com empresas juniores que já utilizam o BIM para seja possível observar boas práticas e construir uma troca de informações sobre os métodos adotados.

5 | RESULTADOS

Durante o início do processo de implantação, alguns testes de softwares foram feitos para que se pudesse tomar a decisão de qual se adequaria melhor à realidade da PORTE Jr. Inicialmente, devido à maior familiaridade com a PORTE Jr., foi utilizado o software Autodesk Revit para o projeto arquitetônico. Para os projetos de instalações encontra-se em teste o software QiBuilder da AltoQi, visto que possui total adequação às normas nacionais e executa o dimensionamento de forma precisa, bem como as demais etapas do projeto. Para o projeto estrutural vem sendo utilizado o software Eberick, também da empresa AltoQi.

Durante as etapas da elaboração do Plano de Implantação BIM e as etapas já executadas dessa implantação, percebeu-se como desafio a resistência à mudança por parte dos membros. Essa resistência se dá, dentre outros motivos, pelo completo desconhecimento dos benefícios que a metodologia traz e pelo fato de ser necessário o estudo para que se tenha o domínio do novo processo. Para mitigar essa resistência, foram feitas palestras explicativas, reuniões demonstrativas e flexibilização do estudo através da utilização de videoaulas.

Os resultados do processo de implantação do BIM na PORTE Jr. ainda são pouco expressivos. Porém, de acordo com um projeto de instalações elétricas já executado, percebeu-se que o tempo de execução foi similar, sendo que neste primeiro projeto existia o estudo da ferramenta ocorrendo em paralelo. Portanto, a expectativa para próximos projetos é de que seja possível executá-los em menor tempo e com maior qualidade.

6 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

A elaboração de um Plano de Implantação BIM constitui um desafio devido às diversas peculiaridades existentes quando se trata de uma empresa júnior, como no caso da PORTE Jr. A alta rotatividade dos seus membros, que não podem se dedicar integralmente ao processo devido à sua condição discente, a habitual incompatibilidade de horários para treinamentos, a necessidade de destinar recursos financeiros para outras áreas e a mudança na mentalidade de projeto da PORTE Jr. são algumas dessas peculiaridades.

Há ainda as barreiras culturais, decorrentes de um currículo que, no caso da UFJF, ainda não incorpora o BIM como parte das competências do egresso [7]. Nesse sentido, as iniciativas em esferas governamentais desempenham um papel fundamental na promoção daquilo que, embora amplamente visto como algo “futurístico”, já é realidade que se expande com rapidez.

REFERÊNCIAS

- [1] EASTMAN, C. et. al. **Manual de BIM: um guia de modelagem da informação da construção**

para arquitetos, engenheiros, gerentes, construtores e incorporadores. Bookman, 2014.

[2] FERREIRA, J.B.P., **Análise do cenário de implantação do BIM em obras e projetos de arquitetura, engenharia, construção e operação no governo brasileiro e estrangeiro**. Belo Horizonte: UFMG, 2017. Disponível em: <<http://pos.demc.ufmg.br/novocecc/trabalhos/pg4/170.pdf>>. Acesso em 23 out. 2018.

[3] MASOTTI, L.F.C., **Análise da implementação e do impacto do BIM no Brasil**. Florianópolis: UFSC, 2014. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/127335/TCC%20-%20Luis%20Felipe%20Cardoso%20Masotti%20-%20BIM.pdf>>. Acesso em 23 out. 2018.

[4] PROJECT MANAGEMENT INSTITUTE. **Um Guia do Conhecimento em Gerenciamento de Projetos (Guia PMBOK)**. Newton Square: PMI, 2017.

[5] ALMEIDA, R.C.G., **Impacto do uso do BIM na elaboração de projetos as built de sistemas prediais hidrossanitários**. Goiânia: UFG, 2016. Disponível em: <https://www.eec.ufg.br/up/140/o/IMPACTO_DO_USO_DO_BIM_NA_ELABORA%C3%A7%C3%A3O_DE_PR_OJETOS_AS_BUILT_DE_SISTEMAS_PREDIAIS_HIDROSSANIT%C3%A7%C3%A3O_RIOS.pdf>. Acesso em 23 out. 2018.

[6] EVANS, J.H., “**Basic Design Concepts**”, J. American Society of Naval Engineers, 1959.

[7] AGUILAR, M.; AZEVEDO, W. **O Ensino/Aprendizado do BIM no curso de Engenharia Civil da UFJF**. In: ENCONTRO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DE INFORMAÇÃO E COMUNICAÇÃO NA CONSTRUÇÃO, 7. 2015, Recife. Anais... Porto Alegre: ANTAC, 2015.

CAPÍTULO 3

VARIAÇÃO DE CALOR EM UMA PLACA: ANÁLISE EXPERIMENTAL E SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS

Fábio Gaspar Santos Júnior

Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Rio de Janeiro – RJ

Ana Carolina Carius

Universidade Católica de Petrópolis

Petrópolis – RJ

Mariana Anastácia de Oliveira

Universidade Católica de Petrópolis

Petrópolis – RJ

fim de avaliar a discrepância entre os resultados computacionais a partir do GeMA e os resultados experimentais, elaborou-se um roteiro de experimentos laboratoriais utilizando placas de aço e titânio, verificando-se diferentes valores para as temperaturas ao longo das placas, uma vez que para esse tipo de experimento não há normas ABNT que orientassem as medições, assim como a quantidade de dados mínima para validar o experimento laboratorial. Por fim, comparou-se os resultados experimentais e com os resultados computacionais, obtendo-se erros absolutos e relativos compatíveis, que indicaram a não necessidade de ensaios laboratoriais para se compreender a variação de temperatura ao longo de placas homogêneas, uma vez que as simulações do GeMA foram capazes de validar os resultados experimentais.

PALAVRAS-CHAVE: Variação de temperatura, separação de variáveis, Método dos Elementos Finitos, GeMA.

**VARIATION OF HEAT ON A PLATE:
EXPERIMENTAL ANALYSIS AND
COMPUTATIONAL SOLUTION**

Abstract: The present work aimed at discussing the problem of temperature variation in two-dimensional structures from a computational and experimental point of view. The partial differential equation governing this problem

RESUMO: O presente trabalho objetivou a discussão do problema de variação de temperatura em estruturas bidimensionais dos pontos de vista computacional e experimental. A equação diferencial parcial que rege este problema depende, apenas, de variáveis espaciais. A formulação do problema para materiais que se comportam de forma homogênea, a exemplo dos metais como o aço ou o titânio, é simples e, a partir do método de Separação de Variáveis para Equações Diferenciais Parciais, é possível obter uma solução analítica para este problema. A proposta desse trabalho foi analisar a construção dessa solução analítica e verificar a implementação desta solução do ponto de vista computacional, através do aplicativo GeMA. Este software utiliza, na obtenção das soluções aproximadas, o Método de Elementos Finitos. A

depends only on spatial variables. The formulation of the problem for materials that behave homogeneously, for example metals such as steel or titanium is simple and, from the method of Separation of Variables for partial differential equations, it is possible to obtain an analytical solution for this problem. The purpose of this work was to analyze the construction of this analytical solution and verify the implementation of this solution from the computational point of view, through the GeMA application. This software uses Finite Element Method to obtain approximate solutions. In order to evaluate the discrepancy between the computational results from the GeMA and the experimental results, a script of laboratory experiments was elaborated using plates of steel and titanium, being verified different values for the temperatures along the plates, one since for this type of experiment, there are no ABNT standards that guide the measurements, as well as the minimum amount of data to validate the laboratory experiment. Finally, we compared the experimental results and the computational results, obtaining absolute and relative errors compatible, which indicated the need for laboratory tests to understand the variation of temperature along homogeneous plates, since the simulations of the GeMA were able to validate the experimental results.

KEYWORDS: Temperature variation, separation of variables, Finite Element Method, GeMA.

1 | INTRODUÇÃO

O processo de transferência de calor é amplamente estudado em diversas áreas da engenharia, destacando-se a importância deste estudo, sobretudo, na engenharia civil e na engenharia mecânica. Sempre que há um gradiente de temperatura no interior de um sistema ou quando há contato entre dois sistemas com temperaturas diferentes, há um processo de *transferência do calor*. Este trabalho concentrou-se no estudo de transferência do calor através do processo de condução, representado, em sua forma estacionária, pela Equação de Laplace

$$u = 0 \quad (1)$$

cujo domínio é um retângulo.

A Equação de Laplace apareceu, pela primeira vez, em um artigo de Euler sobre hidrodinâmica em 1752. A equação ficou com o nome de Laplace em honra a Pierre-Simon Laplace (1749-1827) que, a partir de 1782, estudou extensivamente suas soluções enquanto investigava a atração gravitacional entre corpos no espaço. A Equação de Laplace é figura conhecida em muitos problemas da Física Matemática, como, por exemplo, no estudo de campos eletrostáticos, na função potencial elétrico em um meio dielétrico sem cargas elétricas e, para interesse deste trabalho, na representação temperatura no estado estacionário (IÓRIO, 2010).

Devido ao caráter histórico do problema apresentado neste trabalho, muito

investigou-se, até o presente, a respeito do papel das soluções analíticas encontradas para a Equação de Laplace no contexto do problema de condução do calor, sobretudo do ponto de vista matemático, uma vez que a Equação de Laplace possui solução analítica através do método de Separação de Variáveis para Equações Diferenciais Parciais (EDP's).

Desta forma, este trabalho consiste na análise computacional da variação de calor em uma placa retangular, objetivando a verificar se a Equação de Laplace pode, de fato, ser utilizada para determinar o valor da temperatura em pontos distribuídos de um objeto retangular. A questão da análise de calor é problema recorrente em diversas áreas na engenharia, podendo ser aplicada na determinação do valor da temperatura em um ponto de uma caldeira, de um motor ou outro objeto de estudo. Entretanto, quantificar o valor dessa temperatura em um material e selecionar os parâmetros necessários para sua determinação são processos altamente complexos. Uma possível solução seria a determinação de valores verossimilhantes por meio de uma análise computacional.

O trabalho buscou comparar valores computacionais para a temperatura em uma placa retangular com valores reais obtidos de forma experimental em laboratório. A fim de garantir as duas análises citadas anteriormente, utilizou-se o *software* computacional GeMA, desenvolvido no Tecgraf, laboratório computacional da Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Simulou-se a condução do calor em placas retangulares de diferentes materiais: aço e titânio.

Após a obtenção dos resultados computacionais para o problema em questão, foram realizados diversos experimentos laboratoriais envolvendo placas retangulares de aço e titânio. Não há, na ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), normas específicas para esse tipo de experimento. Por fim, as temperaturas foram registradas em dois pontos diferentes das placas, que eram idênticas, porém de materiais distintos e comparou-se esses resultados com os resultados computacionais obtidos através do GeMA.

2 | OBJETIVOS

Este trabalho objetivou avaliar o fenômeno do transporte do calor em uma placa retangular constituída por materiais que se comportam de maneira homogênea quando submetidos à uma fonte de calor. Analisou-se a transferência do calor, de forma estacionária, através de simulações numéricas e experimentos laboratoriais. Ao final de ambos os processos, comparou-se a temperatura da placa em cada par ordenado (x,y) sob as duas perspectivas, utilizando-se, como materiais experimentais, o aço e o titânio. Nesse sentido, o trabalho conseguiu verificar se a modelagem matemática, em conjunto com as simulações computacionais, foi capaz de reproduzir os resultados experimentais e, portanto, gerar resultados confiáveis para problemas reais.

3 | MÉTODOS

Nesta seção descreve-se as duas metodologias de pesquisa que foram utilizadas durante o trabalho: modelagem matemática, nesta parte inclui simulações computacionais, e os experimentos laboratoriais, simulando situações reais de transferência de calor em placas retangulares de diferentes materiais.

3.1 Modelagem Matemática: Equações Diferenciais Parciais e a Transferência do Calor Estacionária

Conforme já descrito, a transferência do calor ocorre de diferentes formas e pode ser estacionária ou transiente. Para efeitos de estudo neste trabalho, considerou-se o problema de transferência do calor de forma estacionária em uma placa retangular, modelado através da Equação de Laplace. Esta solução possui solução analítica através do método de separação de variáveis para Equações Diferenciais Parciais (EDP). Deduz-se, a seguir, a solução para o problema de condução do calor estacionário em uma placa retangular, a exemplo de Iório (2016).

Considere a equação de Laplace (1), onde Ω é o espaço bidimensional que, para este trabalho, é representado por um retângulo. A Figura 1 ilustra o domínio proposto.

A fim de desenvolver a solução para a equação (1), considerou-se a placa retangular em regime estacionário, sem geração de calor interno e a temperatura igual a zero em três bordas. De forma ilustrativa, pode-se considerar a temperatura nas bordas inferior, lateral esquerda e lateral direita da placa. A borda restante é submetida a uma temperatura diferente T_2 . Portanto

$$u = 0$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0.$$

que é equivalente a

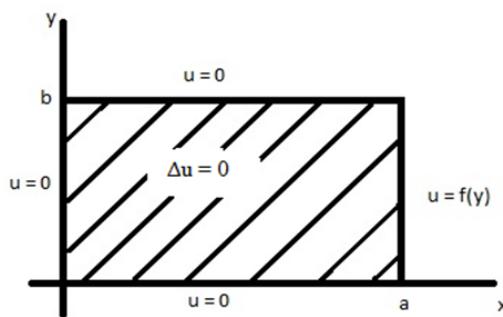


Figura 1: Placa $[0,a] \times [0,b]$.

Moreira (2015) propõe a seguinte mudança de variáveis para o problema descrito pela equação (1)

$$\frac{u-T_1}{T_1-T_2} = \theta \quad (2)$$

A partir da definição desta nova variável, as condições de contorno para problema podem ser redefinidas da seguinte forma

$$\begin{aligned}\theta(0, y) &= 0 \\ \theta(L, y) &= 0 \\ \theta(x, 0) &= 0 \\ \theta(x, b) &= 1\end{aligned}\quad (3)$$

Portanto a equação (1) pode ser reescrita em função da variável

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} = 0 \quad (4)$$

Considerando θ a função que analisa a variação de temperatura, tem-se

$$\theta(x, y) = X(x)Y(y)$$

onde X é uma função dependente de x e Y é uma função dependente apenas de y . Derivando duas vezes em função de cada parâmetro, tem-se:

$$\begin{aligned}\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} &= Y \frac{d^2 X}{dx^2} \\ \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} &= X \frac{d^2 Y}{dy^2}\end{aligned}$$

Dividindo essas equações pelo produto XY e considerando a definição para a função θ , obtém-se

$$\frac{1}{Y} \frac{d^2Y}{dx^2} = -\frac{1}{X} \frac{d^2X}{dx^2}.$$

É possível mostrar que a solução para esta equação é

$$\theta(x, y) = [C_1 \cos \lambda x + C_2 \sin \lambda x] [C_3 e^{-\lambda y} + C_4 e^{\lambda y}]. \quad (5)$$

Impondo-se as condições de contorno (3), é possível determinar os valores para as constantes presentes na solução (5), assim como o valor para λ .

Logo, a solução para o problema (4), com as condições de contorno (3), é dada por

$$\theta(x, y) = \frac{2}{\pi} * \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1} + 1}{n} \cdot \sin \left(\frac{n\pi x}{l} \right) \frac{\operatorname{senh} \left(\frac{n\pi y}{l} \right)}{\operatorname{senh} \left(\frac{n\pi b}{l} \right)}, \quad (6)$$

Considerando, novamente, a mudança de variáveis de x para y descreve-se a solução para a Equação de Laplace (1)

$$u(x, y) = u_{lateral} + (u_{superior} - u_{lateral}) \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1} + 1}{n} \sin \left(\frac{n\pi x}{w} \right) \frac{\operatorname{sinh} \left(\frac{n\pi y}{w} \right)}{\operatorname{sinh} \left(\frac{n\pi h}{w} \right)} \quad (7)$$

onde w é a largura da placa e h é a altura da placa. A solução , Equação de calor de Lewis descrita por (7) é analítica, permitindo-se que se calcule o valor da temperatura para cada par ordenado (x, y) . No entanto, em função das funções hiperbólicas que estão presentes nesta solução, o cálculo manual não é tão simples. A fim de se obter a distribuição de temperatura no domínio bidimensional Ω , foram realizadas simulações computacionais.

3.2 Simulações computacionais através do GeMA

O software GeMA foi desenvolvido na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio) através de uma plataforma digital. O objetivo do software é atuar como uma biblioteca que usa modelos matemáticos e físicos aplicados à engenharia com finalidade de obter soluções através de simulações numéricas, deixando a parte da estrutura e informação de dados na responsabilidade do engenheiro. Os programas dentro dessa plataforma podem simular diversos problemas, dos mais simples aos mais complexos, tendo como exemplo problemas físicos dependentes do tempo, que, em geral, não são de fácil resolução. O programa suporta múltiplas soluções, porém seu foco é voltado para a área de Elementos Finitos, utilizando discretizações das

malhas e a análise necessária para a solução de um dado problema. É utilizada uma “caixa de ferramentas” para o auxílio na obtenção da solução através do programa, reduzindo custos e aumentando a produtividade dele. Essa caixa de ferramentas é definida no meio computacional como *framework*. Esse *framework* é o programa GeMA (Análise de Modelagem Geográfica) que utiliza a linguagem de programação “Lua” em sua estrutura, que se assemelha bastante a linguagem C++ e, também, tem a vantagem de ser de fácil entendimento e fácil programação. Cabe ressaltar que a linguagem Lua também foi desenvolvida na Pontifícia Universidade do Rio de Janeiro (PUC-RJ).

A solução é construída, resumidamente, em três partes: dados do modelo, método da solução e monitor de resultados. Neles, são definidos como será a simulação e os resultados obtidos. A execução da simulação utiliza os dados do modelo e o método da solução em um arquivo (monitor de resultados) e, em seguida, o script de orquestração calcula os resultados. O script de orquestração é o local que as soluções são calculadas e é ali que são aplicados os dados e a sequência do processo para a solução. Esse script é escrito em linguagem Lua.

Os processos de desenvolvimento são de alto nível e os processos de análise, como de elementos finitos, ajudam na obtenção de objetos físicos para a modelagem matemática simulada. Com a linguagem de programação necessária, é possível a execução do programa.

O ambiente GeMA é uma estrutura multifísica, ou seja, lida com diferentes problemas. Sendo assim há uma disponibilidade da utilização desse programa para a análise computacional do problema de calor em questão.

Como a proposta é a comparação dos resultados matemáticos com experimentos laboratoriais, a solução desse programa é feita pela plataforma GeMA, gerando as malhas necessárias para a análise computacional a ser feita. Assim, é possível comparar se a solução computacional se equipara com a solução física real.

A arquitetura do programa é bastante didática, apresentando organização, facilidade e objetividade no entendimento por parte de pessoas que já possuem um conhecimento prévio acerca de programação.

O fornecimento da solução se dá por meio da solução do método em questão, com matrizes específicas para cada tipo físico que, no caso deste trabalho, é a solução para uma placa de calor. O programa implementa, em sua solução, malhas que definem a geometria do problema, parâmetros físicos como material, densidade, temperatura, tamanhos etc.

Sua solução é bastante flexível e de fácil acesso.

Para a visualização da simulação computacional, é utilizado o *ParaView*, um *software* que transforma as malhas calculadas em imagem, e projeta o gráfico da figura em análise. No caso deste trabalho, o *ParaView* mostrará a simulação computacional

das placas de metal simuladas pela GeMA.

3.3 Solução computacional

A equação de solução que o programa GeMA calcula gerando suas malhas é baseada em uma placa quadrada em função dos eixos x e y, que mostra a temperatura em cada ponto dessa placa, dada pela equação (7).

4 | RESULTADOS

Primeiramente, apresentam-se os resultados computacionais obtidos a partir da inserção de dados no programa GeMA. Os dados serão inseridos no programa baseando-se no maior calor obtido na fonte em cada material durante a parte experimental, para o estabelecimento de um parâmetro para comparação. Os maiores valores de temperatura obtidos nas fontes foram após cinco minutos de cada teste laboratorial, então, as comparações são feitas nesse tempo fixo. Para a simulação no GeMA, tem-se a fonte como parâmetro inicial para temperatura superior, enquanto para outras temperaturas, lateral e inferior, será adotado o valor da temperatura ambiente. A simulação é feita sendo necessário colocar no programa os valores de temperatura superior, lateral e inferior, o tamanho da placa, que neste trabalho é uma placa de metal de 2 polegadas (5,1 cm) x 1 polegada (2,54 cm), e a condutividade térmica de cada material (k).

Para fazer a comparação com a parte teórica desenvolvida e a veracidade entre a modelagem matemática, simulações computacionais e experimentos laboratoriais, foi realizada uma experiência no Laboratório de Materiais Mecânicos na Universidade Católica de Petrópolis (UCP). O experimento foi conduzido da seguinte forma: através de uma resistência elétrica em contato com uma placa, que funcionou como fonte de calor, realizou-se a transferência de calor por condução pelos grãos que compõem o material. Com um termômetro, aferiu-se os valores da temperatura em dois pontos distintos da placa.

4.1 Resultados Teóricos

Para o Titânio: O material para a primeira simulação foi o Titânio que possui, como propriedade específica, a condutividade térmica (k) com valor de **k = 21,9 W/mC**. A temperatura da fonte na simulação foi de **T fonte = 130 °C**. Colocando esse valor de temperatura para a fonte, obtemos gráfico na Figura 2, levando em consideração a temperatura lateral como a temperatura ambiente, sendo nesta simulação o valor utilizado de **T ambiente/lateral = 22°C**.

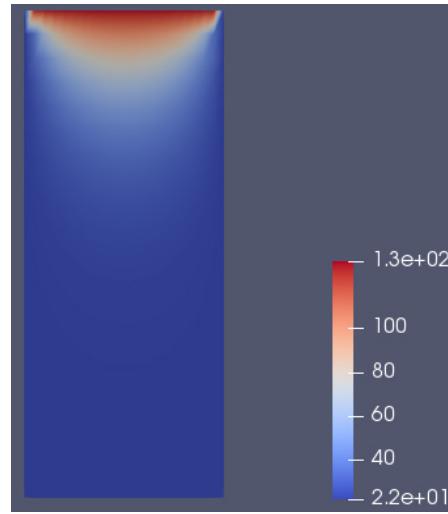


Figura 2: Placa de Titânio gerada no GeMA.

\Fonte: Os autores, 2018.

Para o aço: O material para a segunda simulação foi o Aço que possui, como propriedade, a condutividade térmica (k) com valor de $k = 50,2 \text{ W/mC}$. A temperatura da fonte na simulação foi de $T \text{ fonte} = 125 \text{ }^{\circ}\text{C}$. Colocando esse valor de temperatura para a fonte, obtemos gráfico na Figura 3, levando em consideração a temperatura lateral como a temperatura ambiente, sendo nesta simulação o valor utilizado de $T \text{ ambiente/lateral} = 22^{\circ}\text{C}$.

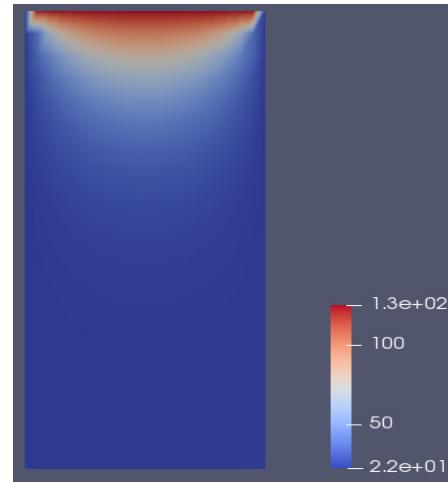


Figura 3: Placa de Aço gerada no GeMA.

Fonte: Os autores, 2018.

4.2 Resultados Práticos

Os resultados a seguir são os valores obtidos na medição da variação de calor em uma placa. Em cada placa foram feitas as medições e convergiram para um valor. A seguir, estão indicados nas tabelas 1 e 2 as temperaturas, em $^{\circ}\text{C}$ (graus Celsius), na fonte (f) e nos pontos, em milímetros, nas placas de Titânio e Aço.

Titânia		
(x;y) em milímetros	t=0 min.	t=5 min.
Fonte	23,5 °C	132,3 °C
(12,7;30)	23,5 °C	30,2 °C
(12,7;15)	23,5 °C	26,3 °C

Tabela 1 - Resultados dos valores obtidos em laboratório para a placa de Titânia.

Aço		
(x;y) em milímetros	t=0 min.	t=5 min.
Fonte	20,5 °C	126,0 °C
(12,7;30)	21,8 °C	29,4 °C
(12,7;15)	21,8 °C	22,6 °C

Tabela 2 - Resultados dos valores obtidos em laboratório para a placa de Aço.

5 | DISCUSSÃO

A obtenção dos valores obtidos pela simulação teórica e os experimentos laboratoriais, possibilita o estabelecimento de uma comparação entre eles, expressa nas tabelas 3 e 4:

Titânia – Comparação		
Temperatura ambiente	21,80 °C	
(x;y) em milímetros	Temperatura laboratorial	Temperatura computacional
Fonte	132,30 °C	132,30 °C
(12,7;30)	30,20 °C	31,40 °C
(12,7;15)	26,30 °C	23,27 °C

Tabela 3 - Comparação dos valores obtidos em laboratório e computacional para a placa de Titânia.

Aço – Comparação		
Temperatura ambiente	21,70 °C	
(x;y) em milímetros	Temperatura la- boratorial	Temperatura com- putacional
Fonte	126,00 °C	126,00 °C
(12,7;30)	29,40 °C	29,58 °C
(12,7;15)	22,60 °C	21,80 °C

Tabela 4 - Comparação dos valores obtidos em laboratório e computacional para a placa de Aço.

Então, mesmo com pequenas diferenças, pode-se perceber que as variações de

temperatura nas placas tanto de titânio quanto nas de aço se dão de uma forma bem aproximada, tanto na simulação computacional quanto na parte prática.

A partir dessa análise pode-se dizer que para materiais homogêneos apenas a simulação computacional é necessária. Os valores do programa GeMA se aproximam dos valores reais. Portanto, não é necessário fazer medições práticas, com a peça no seu ambiente de atuação, para obter os valores da variação de temperatura em um material exposto a troca de calor com uma fonte quente.

6 | CONCLUSÃO

Levando em consideração os valores analisados, tanto na parte teórica quanto na parte prática deste trabalho, é possível verificar que os valores se comparam. Haja vista que o programa GeMA é para cálculo de variação de temperatura em placa, os valores determinados pela simulação no programa condizem com os valores obtidos em laboratório. Há um pequeno erro de aproximação devido a fatores físicos, como a interferência do calor por convecção e radiação (convecção e radiação foram desprezadas neste, já que a intenção era o cálculo por condução), a umidade do ar, densidade do ar e pressão atmosférica e outros valores que não são levados em conta nesse trabalho. A variação devida a esses fatores é pequena comparado aos valores altos de temperatura gerados na fonte.

A Equação de calor (Lewis) que determina a temperatura em cada ponto de uma estrutura é analisada no programa da plataforma GeMA e determina a variação em uma placa de aço e titânio. Como os resultados obtidos no estudo em laboratório condizem com os valores (bem próximos) do programa, a análise desses pode permitir que são condizentes. Portanto, a Equação de calor e o programa são ótimas aproximações para valores reais. Tal fato é de suma importância na engenharia, visto que permite a obtenção de valores de temperatura em estruturas sem o uso de termômetro ou outra medição no objeto físico em estudo. Nesse contexto, somente o uso de uma simulação computacional se torna suficiente, uma vez que permite avaliar o valor da temperatura em cada ponto do corpo ou analisar a variação de temperatura nesse, a partir da informação acerca de fatores básicos, como a temperatura em torno do objeto e a condutividade térmica do material.

Com o intuito de comprovar a eficiência da equação e do programa, este trabalho analisou uma placa retangular.

Por fim, propõe-se, para estudos futuros, a análise dos fatores físicos e como eles podem interferir na comparação entre os valores real e teórico, e assim, chegar em um valor teórico mais próximo ainda do real.

REFERÊNCIAS

FISH, J; BELYTSCHKO, T. **Um Primeiro Curso em Elementos Finitos.** Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, Rio de Janeiro, 2009.

IÓRIO, V. **EDP, Um curso de Graduação**. Editora IMPA, Rio de Janeiro, 2016.

MOREIRA, J. **Processos de transferência de Calor**. Texto para uso didático disponível em forma digital na internet – Faculdade de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

OZISIK, M. **Transferência de calor, Um texto básico**. Editora Guanabara Koogan S.A, Rio de Janeiro, 1990.

UTILIZAÇÃO DA METODOLOGIA BIM PARA ELABORAÇÃO E EXECUÇÃO DE PROJETOS NA CIDADE DE ALFENAS-MG

Leonardo Avelar Pereira

Universidade José do Rosário

Vellano – UNIFENAS, Engenharia Civil

Alfenas-MG

Laísa Cristina Carvalho

Universidade José do Rosário

Vellano – UNIFENAS, Engenharia Civil

Piumhi-MG

Iago Bernardes dos Santos

Universidade José do Rosário

Vellano – UNIFENAS, Engenharia Civil

Alfenas-MG

sem utilização da mesma, com ajuda de softwares de compatibilização aplicados a metodologia BIM. Desse modo, foi evidenciado a importância da compatibilização de projetos para melhor eficiência, bem como, a economia de insumos, pois com o uso da metodologia e espaço da estrutura, encanamento e vedação foram melhor utilizados, de forma a facilitar o cumprimento da obra.

PALAVRAS-CHAVE: Tecnologia. Projetos. Engenharia. Compatibilização. BIM.

USE OF BIM METHODOLOGY FOR ELABORATION AND EXECUTION OF PROJECTS IN THE CITY OF ALFENAS-MG

ABSTRACT: The BIM methodology covers the process of creating and modeling the construction project, managing the information supplied in the building model. The objective of this work is to expose the progress made by technology in construction with the use of the BIM Methodology, showing how the compatibility of projects brings benefits to the planning stages, management and execution of works, identifying the main interferences found in the execution of the projects of engineering. The case study of a residential project in the city of Alfenas-MG, in which it was accompanied by a project compatible with the methodology and execution of the project, followed the conventional design

RESUMO: A metodologia BIM aborda o processo de criação e modelagem do projeto de construção gerenciando as informações abastecidas no modelo da edificação. O objetivo do trabalho é expor o avanço proporcionado pela tecnologia na construção civil com o uso da Metodologia BIM, mostrando como a compatibilização de projetos traz benefícios para as etapas de planejamento, gestão e execução de obras, identificando as principais interferências encontradas na execução dos projetos de engenharia. O estudo de caso de uma obra residencial a cidade de Alfenas-MG, em que foi acompanhada com um projeto compatibilizado na metodologia e na execução da obra seguiu-se o projeto convencional

without using it, with the aid of compatibilization software applied to the methodology BIM. In this way, it was evidenced the importance of the compatibilization of projects for better efficiency, as well as the economy of inputs, because with the use of methodology and space of the structure, plumbing and sealing were better used, in order to facilitate the accomplishment of the work.

KEYWORDS: Technology. Projects. Engineering. Compatibility. BIM.

1 | INTRODUÇÃO

A indústria da construção é altamente impulsionada pela redução de custos, mas o progresso da inovação é muito pequeno. Muitas publicações mencionam a desvantagem na eficiência na construção como visto no último decênio. A escassez de engenheiros qualificados impõe a explorar melhor os escassos recursos de engenharia com novos designs, ferramentas e processos (RAMMANT, 2015).

Atualmente, a construção civil brasileira, em específico os setores de projetos, coordenação e compatibilização, encontram-se com uma demanda muito maior do que suas estruturas físicas, profissionais e técnicas suportam. Isto desencadeia uma série de falhas técnicas de projetos, que podem persistir até a execução da edificação e que, muitas vezes, são decorrentes de: curtos prazos para elaboração dos projetos, solicitações cada vez maiores do mercado por produtos de melhor qualidade, defasagem organizacional e técnica de muitas empresas e falta de utilização de tecnologias mais avançadas e automatizadas que auxiliem o processo de desenvolvimentos de edificações (MIRSICO, 2017).

Nesse contexto, a abordagem do assunto evidenciado, será de grande importância para os profissionais da área de construção e engenharia devido a gama de benefícios proporcionado pela metodologia BIM.

A metodologia BIM aborda o processo de criação e modelagem do projeto de construção gerenciando as informações abastecidas no modelo da edificação. A principal característica do BIM tem como objetivo proporcionar uma gestão mais clara e informativa. Isto é possível, pois de maneira virtual, os projetos são testados tridimensionalmente possibilitando uma visão mais abrangente de todos os projetos complementares da obra a ser construída, possibilitando identificar de maneira fácil e rápida as possíveis inconsistências nos projetos (MOTA, 2014).

O desenvolvimento do “BIM aberto” para facilitar o gerenciamento integrado da construção parece ter obtido algum progresso na construção da infraestrutura vertical. No entanto, os problemas de interoperabilidade específicos da infraestrutura horizontal ainda precisam ser resolvidos (KENLEY e MANESH, 2016).

O objetivo deste trabalho é mostrar como o avanço da tecnologia na construção civil proporcionou melhorias para os projetistas através do uso da metodologia BIM.

2 | REFERENCIAL TEÓRICO

BIM é definido como “uma tecnologia de modelagem e um conjunto associado de processos para produzir, comunicar e analisar modelos de construção”. Na fase de projeto, os benefícios proporcionados pelo BIM: visualização previa e mais confiável do projeto, correções automáticas e criação de modelos 2D e 3D de alta qualidade e precisão.

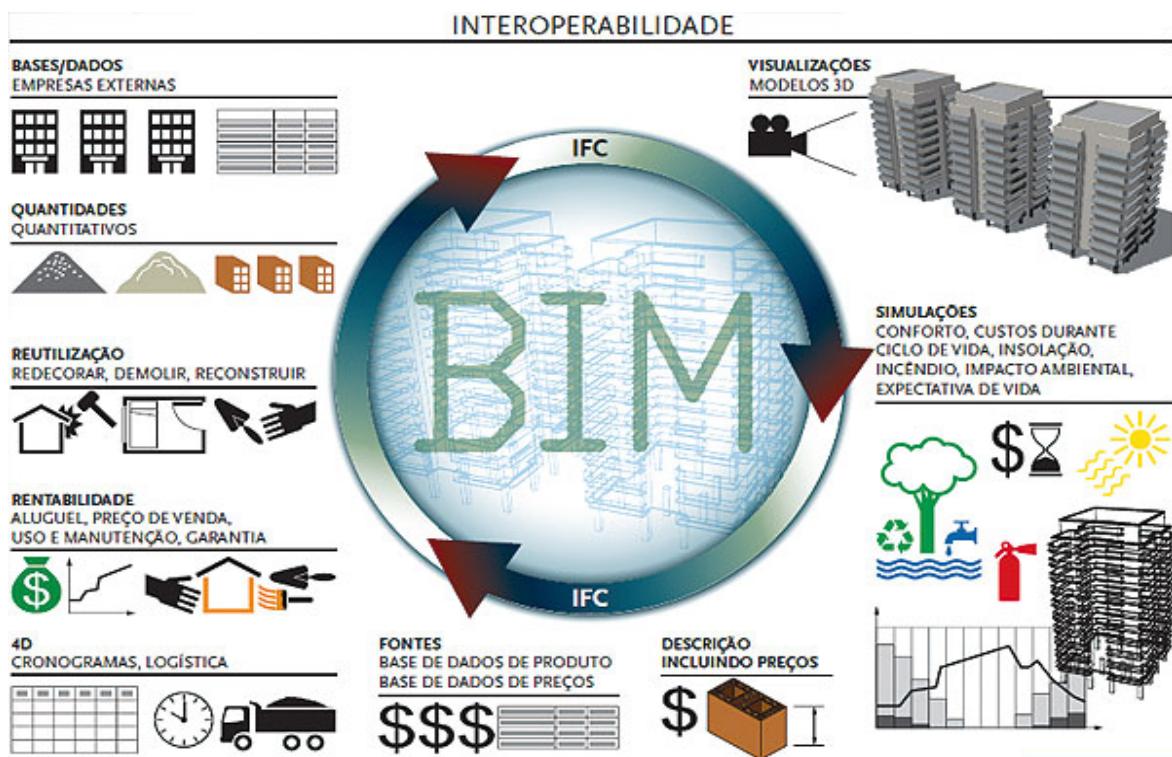


Figura 1 - Interoperabilidade

Fonte: Revista AU, Julho/2011.

Nas fases de planejamento e fiscalização de projetos, aliando-se o uso do BIM, é possível desfrutar de recurso de fundamental importância na gestão garantindo diminuição de riscos proporcionando retornos mais ágeis (SANTOS, 2014).

Informações como: planejamento, custos, produção e manutenção, podem ser gerenciados através da modelagem da construção com o BIM que torna a gestão mais clara e objetiva alcançando todos os níveis da edificação através da modelagem tridimensional (KYMELL, 2008).

2.1 Desafios para implantação do BIM

As informações concentradas fornecidas pelo BIM, facilita a leitura e manipulação destas, o que traz agilidade de otimização durante o desenvolvimento. Além dos trabalhos internos relacionados a projetos, também deve-se pensar em todo fluxo de trabalho da construção civil, pois a participação de demais setores é de grande importância para o sucesso de uma implementação da metodologia BIM dentro de

uma organização (ADDOR, 2010).

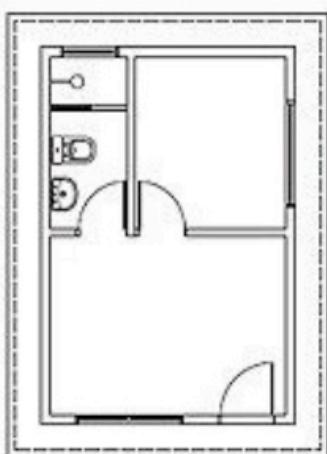
A metodologia BIM está se tornando um novo padrão de trabalho na construção civil. Os processos de projeto bem definidos e com muitos detalhes de informação são as características que mais despertam interesse para que as organizações o adotem (RUSCHEL,2010).

A elaboração dos projetos em três dimensões, irá demandar um maior empenho dos projetistas que estão acostumados com desenhos em 2D, porém esta dificuldade é superada rapidamente, pois seus benefícios superam as dificuldades, proporcionando resolver as interferências entre os projetos (FARIA, 2007).

2.2 Correções de Problemas Com a Metodologia Bim

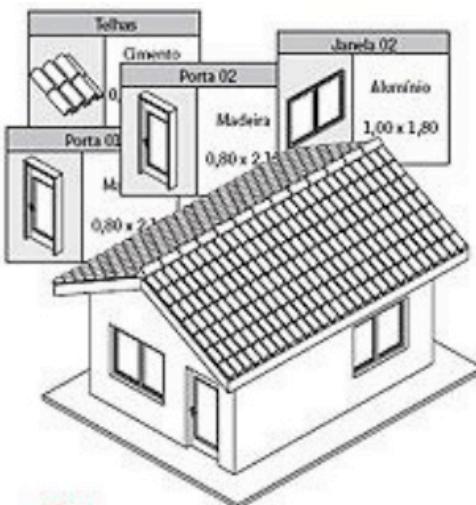
O projeto e a construção de uma edificação se dá pela concepção de informações e coordenadas consistentes e arquivadas de maneira adequada sendo este processo denominado como modelagem de informações da construção. As informações claras e atualizadas da construção em uma plataforma digital, fornece aos profissionais da construção civil, uma visão geral da construção, colaborando com outras etapas (CADS, 2015).

Segundo Blanco (2011), um projeto desenvolvido com a metodologia BIM, fornece uma comunicação mais refinada entre os profissionais envolvidos na construção. Isso se dá pelo fato de existir apenas um modelo de informações digital que integra todos os projetos em um único ambiente, facilitando o entendimento e compreensão durante a leitura. A Figura 2 compara e exemplifica em uma sequência de passos a diferença entre o desenvolvimento de projetos comum em 2D e o desenvolvimento em 3D utilizando BIM.



CAD

Nesses programas, os projetos são desenhados em duas dimensões. O computador os entende apenas como um simples conjunto de linhas e formas geométricas.



BIM

Os projetos são modelados diretamente em 3D. Cada elemento tem informações associadas (tipo de material, peso, quantidades), salvas em um banco de dados único para toda a obra.

Reunidos em um único arquivo eletrônico, todos os projetos (eletrico, hidráulico, estrutura etc.) simulam o prédio já construído, tornando possível prever interferências antes da execução da obra.



Figura 2- Compatibilização tridimensional

Fonte: FARIA, 2007

2.3 Projetos de Edificações

O objetivo da elaboração dos projetos é a determinação antecipada das características construtivas do objeto a ser construído, como: materiais, posicionamentos, dimensões, representações gráficas, entre outros. Respeitando sempre os princípios e técnicas da engenharia e arquitetura (NBR 13531:1995).

Segundo Oliveira e Freitas (1997), é necessária uma análise voltada aos conceitos e importância do projeto, pois é nesta etapa que grande parte das decisões são tomadas, garantindo o sucesso ou o fracasso do empreendimento. A etapa de execução da edificação representa grande parte do custo de uma obra, porém é na etapa de projeto que é definido de 70% a 80% do custo total.

2.3.1. Projeto arquitetônico

Segundo Salgado (2007), o projeto arquitetônico tem como função materializar as ideias da edificação, dando formas, dimensões e estudando a viabilidade do empreendimento. O projeto de arquitetura possuir uma sequência de etapas que envolvem o entendimento do problema, a apresentação de uma solução em forma de projeto e a avaliação desta solução. Entretanto necessita também ser compreendido como um processo criativo.

De acordo com a ABNT NBR 13532, as atividades técnicas de execução de projetos arquitetônicos seguem as seguintes etapas:

- Levantamento de dados para arquitetura;
- Programa de necessidade de arquitetura;

- Estudo de viabilidade de arquitetura;
- Estudo preliminar de arquitetura;
- Anteprojeto de arquitetura ou de pré-execução;
- Projeto preliminar de arquitetura;
- Projeto básico de arquitetura;
- Projeto para execução de arquitetura.

2.3.2. Projeto complementar estrutural em concreto armado

Segundo a NBR 6118:2014, as estruturas em concreto armado, consistem em peças feitas com concreto, que resistem as forças de compressão, e adiciona-se aço dentro da peça para combater as forças de tração solicitadas na estrutura. As peças de concreto devem ser produzidas seguindo requisitos de qualidade especificados em normas técnicas.

A norma também regulamenta que a solução em projeto, deve abordar os seguintes requisitos:

- O projeto estrutural deve conter desenhos técnicos com especificações e critérios de projeto, que podem também ser dispostos em documentos anexos ao projeto;
- Estes documentos devem expressar de maneira clara suas informações, facilitando a leitura e compreensão durante a execução;

Ainda sobre aos requisitos técnicos dos projetos que devem ser seguidos, as estruturas em concreto armado são classificadas em três grupos:

2.3.2.1. Capacidade Resistência

Segundo a NBR 6118:2014, a estrutura deve ser assegurada quanto a ruptura.

2.3.2.2. Desempenho em serviço

A estrutura de concreto deve se manter em condições de uso durante sua vida útil, sendo assim, a estrutura não pode apresentar avarias que comprometam totalmente ou parcialmente o seu uso (NBR 6118:2014).

2.3.2.3. Durabilidade

Durante a elaboração de projetos estruturais, de qualquer tipo, a NBR 6118:2014 ainda cita que deve-se levar em consideração as influências ambientais, garantindo que a estrutura os resista.

2.3.3. Projeto Complementar Hidrossanitário

Os sistemas prediais hidrossanitários, são recursos que tem como funções o fornecimento de água potável, a coleta e destinação de fluídos sanitários e coleta e destinação de águas pluviais. Segundo a NBR 5626:1998, para garantia de qualidade

dos projetos hidrossanitários, o mesmo deve seguir as seguintes condições: estudo de alternativas de traçado de tubulações, atender as necessidades dos clientes, respeitas as normas vigente, compatibilizar com os demais sistemas existentes da edificação, análise de dimensionamento, manutenção do projeto, documentação detalhada, desenhos técnicos. Todos estes preceitos tem o objetivo de garantir a facilidade de execução, qualidade e durabilidade do sistema (NBR 8160:1999).

A NBR 5626:1988, ainda regulamenta, que as soluções em projetos, devem abordar os seguintes requisitos:

- Garantir água potável;
- Garantir continuamente o fornecimento de água em quantidade, pressões e velocidades adequadas e compatíveis garantindo um bom funcionamento dos aparelhos ligados à rede;
- Garantir fácil manutenção;
- Evitar ruídos impróprios no ambiente;
- Prever peças de utilização de forma adequada, facilitando seu uso;

2.3.4. Projeto complementar elétrico

Segundo a NBR 5410:2004, o sistema predial elétrico é responsável por levar a energia elétrica para todos os pontos de utilização da edificação. Um projeto elétrico é desenvolvido a partir de uma planta arquitetônica para levantar a demanda de energia necessária para os ocupantes da edificação e locação adequada dos pontos de iluminação, tomadas e quadros de energia, garantindo fácil acionamento e compatibilização com a estrutura por onde passarão os eletrodutos.

3 | MÉTODO

Será mostrado as incompatibilizações apresentadas na obra. Estas incompatibilidades ocorrem devido aos projetos arquitetônico, estrutural, hidrossanitário e elétrico terem sido elaborados por diferentes profissionais não havendo comunicação entre eles, e assim ocasionou os problemas que serão evidenciados e que poderiam ter sido evitadas se apenas um profissional houvesse feito todos os projetos, ou que houvesse comunicação entre eles para a compatibilização de todos os projetos. O trabalho foi realizado em uma obra na cidade de Alfenas-MG que conta com área construída de 299,99 m² em dois pavimentos, e é do tipo residencial unifamiliar. Seguindo o andamento da obra para visualização da utilidade de compatibilização, fazendo comparação entre o projeto compatibilizado e o projeto original feito pelos profissionais, e que foi utilizado na obra.



Figura 3 – Fachada da casa

Fonte: Acervo próprio

4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Incompatibilidades Encontradas

4.1.1 Fundação X Instalações Sanitárias

Conforme mostra a Figura 4, foi encontrado o problema de incompatibilização entre o projeto hidráulico e o projeto estrutural de fundação, onde foi traçada a tubulação na lateral do terreno, e não foi analisado que neste local haveria um bloco de coroamento da fundação. Isto inviabilizou a passagem da tubulação por este local sendo necessário mudar a tubulação de lugar não previsto em projeto.m

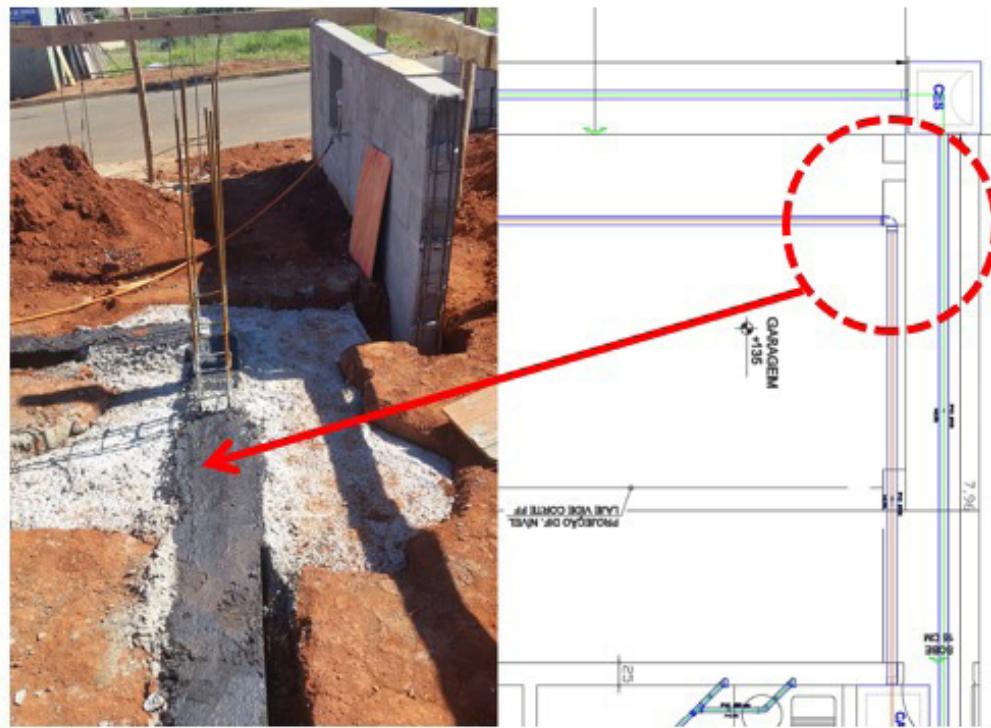


Figura 4 - Incompatibilidade entre fundação e tubulação traçados no projeto

Fonte: Acervo Próprio

A solução adotada, foi traçar novos caminhos para as tubulações de esgoto e águas pluviais, por onde não atravessam os elementos de fundação como mostra as Figuras 5 e 6.

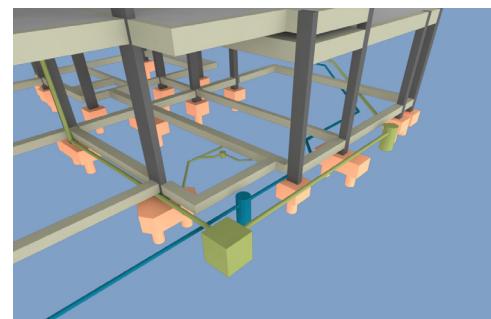


Figura 5 - Visualização tridimensional do lançamento sanitário externo - Vista 1

Fonte: Acervo Próprio

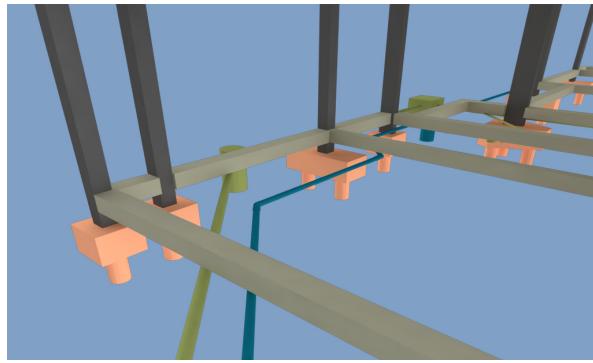


Figura 6 - Visualização tridimensional do lançamento sanitário externo - Vista 2

Fonte: Acerto Próprio

4.1.2 Diferença De Espessura Entre Alvenaria E Superestrutura

No projeto de arquitetura da residência, foi determinado que a espessura final das paredes fosse com 25 centímetros. E durante a concepção do projeto estrutural, o primeiro engenheiro determinou que os pilares possuiriam dimensão de 24x24 centímetros. Entretanto para a alvenaria de vedação da casa, poderia se utilizar tijolos com espessura de 14 ou 19 centímetros, o que faria com que os pilares ficassem expostos além da alvenaria de vedação.

O fato de os pilares ficarem projetados além da alvenaria, implicaria em um aumento considerável da espessura do revestimento argamassado conforme exemplifica a Figura 7, o que faria uma grande diferença de custo se tratando de uma residência de quase 300 m² de construção. Tal fato poderia ter sido notado caso houvesse feito a compatibilização.

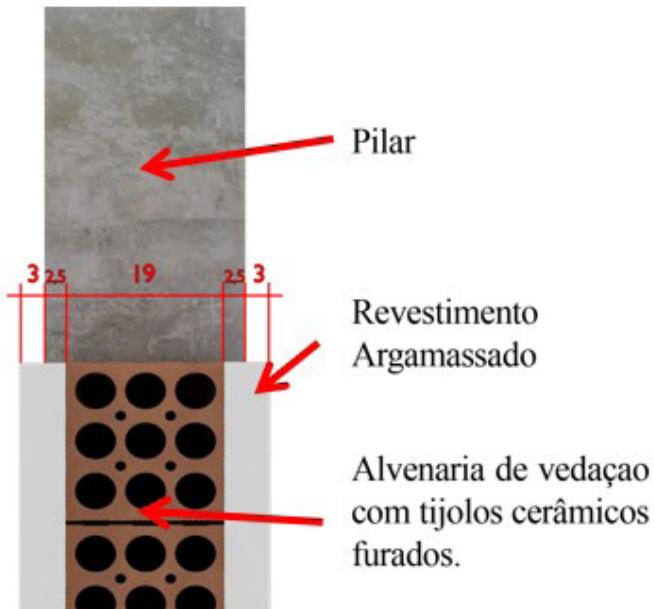


Figura 7 - Ilustração comparando a espessura entre o pilar e a alvenaria

Fonte: Acervo Próprio

A solução adotada após o projeto estrutural ser refeito, foi adotar pilares com

dimensão de 14 centímetros no seu menor lado, isso fez com que os pilares ficassem alinhados com a alvenaria de vedação que também possui 14 centímetros de espessura. Com esta solução foi possível corrigir o problema antes de prosseguir a obra.

4.1.3 Diferença De Espessura Entre Alvenaria E Vigas Baldrame

As vigas baldrames da residência já haviam sido construídos quando o projeto estrutural foi refeito, e como os pilares haviam dimensões definidas de 24x24 centímetros, o baldrame também foi projetado com 24 centímetros de espessura. E após o novo dimensionamento, onde os pilares e a alvenaria foram projetados com 14 centímetros, ficou remanescente uma diferença de 10 centímetros entre a viga baldrame e os pilares e alvenaria como mostra as Figuras 8 e 9, sendo que esta diferença na espessura, em alguns pontos foi possível centralizá-las sobrando 5 cm para cada lado, porem em outros, a alvenaria ficou alinhada em apenas um dos lados da viga, sobrando a diferença de 10 centímetros para apenas um lado.



Figura 8 - Diferença de espessura entre vigas baldrame e alvenaria

Fonte: Acervo Próprio



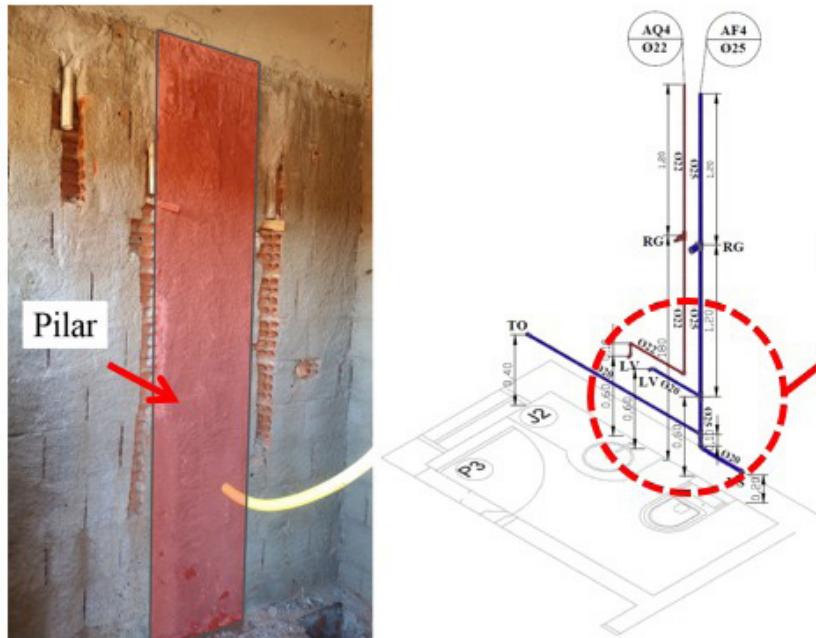
Figura 9 - Diferença de espessura entre vigas baldrame e pilar

Fonte: Acervo Próprio

Neste caso, não houve uma solução concreta a ser aplicada. Durante a execução foi acompanhado de perto a locação e alinhamento das paredes para garantir que nenhum espaço fosse comprometido. A diferença de espessuras entre a estrutura e alvenaria de vedação apenas ocasionou um pequeno aumento de área útil nos cômodos.

4.1.4 Instalações Hidráulicas X Superestrutura

Novamente se tratando de tubulações traçadas em locais incorretos, temos um problema que foi encontrado no lavabo do pavimento térreo, onde o projeto hidrossanitário indica a passagem horizontal de tubulações através de um pilar locado no centro da parede como mostra a Figura 10.



Tubulação horizontal impossível de ser colocada devido a interferência de um pilar.

Figura 10 - Tubulação hidráulica traçada através de pilar

Fonte: Acervo Próprio

A norma técnica de concreto armado, determina condições para que seja possível atravessar vigas e pilares com tubulações, porém estes elementos estruturais devem ser previamente calculados considerando os diâmetros e a extensão por qual a tubulação irá atravessar a estrutura. Tal previsão não foi realizada no projeto estrutural da residência.

A solução adotada para resolver este problema, foi traçar novos caminhos e criar uma nova coluna de água fria para as tubulações que abastecem as peças de utilização do ambiente como mostra as Figuras 11 e 12.

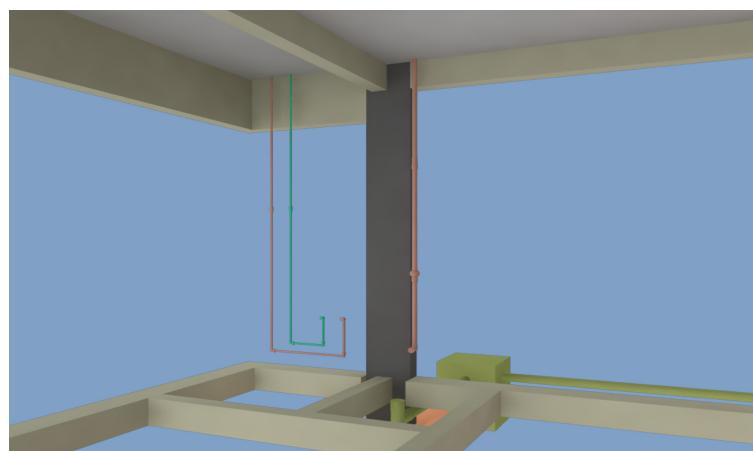


Figura 11 - Visualização tridimensional do lançamento hidrossanitário do Lavabo - Vista 1

Fonte: Acervo Próprio

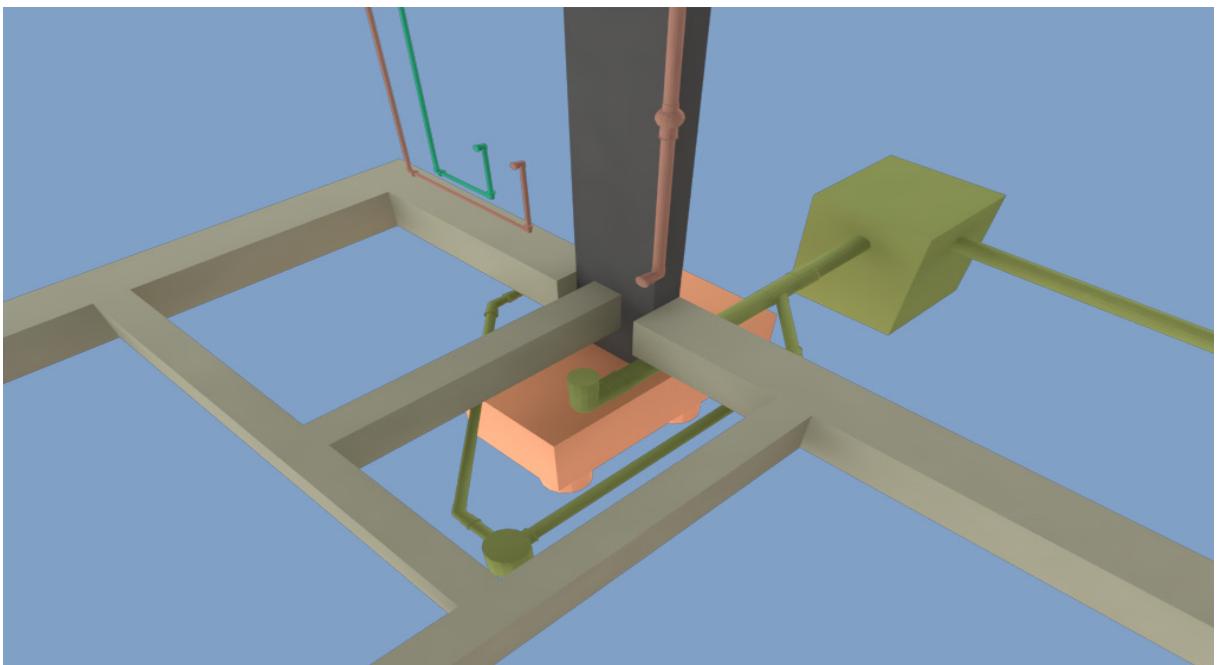


Figura 12 - Visualização tridimensional do lançamento hidrossanitário do Lavabo - Vista 2

Fonte: Acervo Próprio

Além do novo traçado das tubulações de água fria e água quente, a Figura 12 mostra na visualização tridimensional do lançamento hidrossanitário as tubulações do sistema de esgoto, que são posicionadas em locais onde não há interferências e obstáculos.

5 | CONCLUSÃO/CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após este estudo ficou claro a importância de se fazer uma integração de todos os projetos, isto é, o processo de compatibilização de projetos traz inúmeras vantagens quando comparado aos métodos tradicionais. Hoje com o avanço da tecnologia, ficou mais fácil a implementação do uso da Metodologia BIM no desenvolvimento de projetos de engenharia.

Poucos profissionais atualmente conseguem desenvolver todos os projetos na mesma base de programa computacional, isto devido à falta de conhecimento nas demais áreas a qual trabalham e a falta de oportunidades para poder conseguir fazer com excelência seus projetos.

Neste trabalho foi mostrado a Metodologia BIM aplicada no estudo de caso, onde foi constatado os “erros” ocasionados pela não compatibilização dos projetos, o que proporcionou a perda e desperdício de insumos e de tempo na execução da mesma. O projeto já elaborado em sua total compreensão traz muitos benefícios, onde poderá ser executada uma obra sem problemas, sem riscos e sem perdas de materiais, com mais segurança e conforto.

REFERÊNCIAS

- ACCA, **Software Edificius 2017**. Bagnoli Irpino, Itália, 2017.
- ADDOR, M.; CASTANHO, M.; CAMBIAGHI, H.; DELATORRE, J.; NARDELLI, E.; OLIVEIRA, A. **Colocando o “i” no BIM**. Revista eletrônica de arquitetura e urbanismo, edição nº 4, 2010. Disponível em: <<http://www.usjt.br/arq.urb/>>. Acesso em: 10 nov. 2017.
- ALTOQI, **Plataforma QiBuilder 2018**. Florianópolis, Brasil, 2017.
- ALTOQI, **Software Eberick 2018**. Florianópolis, Brasil, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 13531: Elaboração de projetos de edificações – Atividades técnicas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 13531: Elaboração de projetos de edificações – Arquitetura – Procedimento**. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 5410: Instalações elétricas de baixa tensão**. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 5626: Instalação predial de água fria**. Rio de Janeiro, 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8160: Sistemas prediais de esgoto – Projeto e execução**. Rio de Janeiro, 1999.
- AUTODESK. **Software Revit 2018**. San Rafael, Estados Unidos da América, 2017.
- BLANCO, Mirian. **Vantagens de negócio: saiba o que as empresas têm a ganhar ao adotar a modelagem da construção para empreendimentos residenciais e comerciais**. PINIWeb: Revista Construção Mercado - negócios de incorporação e construção. Ed. 115, fevereiro de 2011. Disponível em <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/115/artigo283862-1.aspx>>. Acesso em 10 de nov. de 2017.
- CADS, Computer Aided Design Studio. **Projeto Arquitetônico no Revit 2015**, Tecnopuc, Porto Alegre. Porto Alegre, 2015.
- DELATORRE, Joyce. **BIM na prática: como uma empresa construtora pode fazer uso da tecnologia BIM**. Autodesk University, 2011. Disponível em: <http://aucache.autodesk.com/au2011/sessions/5522/nov29_virtual_handouts/v1_CR5522_Delatorre.pdf>. Acesso em: 10 out. 2017.
- EASTMAN, Chuck; TEICHOLZ, Paul; SACKS, Rafael; LISTON, Kathleen. **Manual de Bim**: Uma Guia de Modelagem da Informação da Construção para Arquitetos, Engenheiros, Construtores e Incorporadores. 1ª ed. Porto Alegre: Bookman, 2014. 483p.
- FARIA, Renato. **Construção Integrada**. Revista Téchne: São Paulo, 2007. Disponível em <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/127/artigo286443-1.aspx>>. Acesso em 10 de nov. de 2017.
- FLORIO, Wilson. **Contribuições do Building Information Modeling no processo de projeto em arquitetura. 2007**. 10 f. III Encontro de Tecnologia de Informação e Comunicação na Construção. Porto Alegre: 2007.

FRANCO, Luiz Sérgio; AGOPYAN, Vahan. **Implementação da Racionalização Construtiva na Fase de Projeto**. São Paulo: Escola Politécnica/USP, 1993.

GRAPHISOFT. **Software ArchiCAD**. Budapest, Hungria, 2017.

GRAZIANO, Francisco Paulo. **Compatibilização de projetos**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT. Mestrado Profissionalizante. São Paulo, 2003.

HOWEL, Norb, **Você consegue sobreviver sem o BIM? Permanecendo Competitivo**. Resumo de Negocios BIM. Autodesk. Disponível em: <<http://www.autodesk.com/temp/amer/edms/fy16-q1/february-15/5508/19242/test-drive-bim-construction-br-bim-ebook.pdf>>. Acesso em: 10 de nov. 2017.

KYMMEL, Willem. **Bulding linformation Modeling: Planning and Managing Construction Projects with 4D CAD and Simulation**. 1^a ed. McGraw-Hill, 2008.

MOTA, Raphael Alves. **A implantação do sistema BIM em escritórios de Engenharia Civil: Estudo de caso. Relatório (Graduação Engenharia Civil)** – Universidade do Planalto Catarinense. Lajes, 2014.

OLIVEIRA, M.; FREITAS, H. **Melhoria da qualidade da etapa de projeto de obras de edificação: um estudo de caso**. Revista READ, ed. 7, vol. 3, nº 3. Porto Alegre, 1997. Disponível em: <http://gianti.ea.ufrgs.br/files/artigos/1997/1997_047_ENANPAD.pdf>. Acesso em: 10 nov. 2017.

PAIXÃO, Luciana. **Archicad ou Revit: Qual software escolher?**, agosto de 2014. Disponível em: <<https://www.aarquiteta.com.br/blog/revit-arquitetura/archicad-ou-revit-qual-software-escolher/>>. Acesso em 10 de nov. de 2017.

SALGADO, Mônica Santos. **Gestão do Processo de Projeto na Construção do Edifício** – revisão 1. Apostila. GEPARQ – Grupo de Pesquisa Gestão em Projetos de Arquitetura, Programa de Pós Graduação em Arquitetura, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007.

TRIMBLE, **Software Tekla Structures**. Sunnyvale, Estados Unidos da América, 2017.

VECTORWORKS, **Software Architect**. Columbia, Estados Unidos da América, 2017.

APLICATIVOS DE SMARTPHONE COMO FERRAMENTA PARA O GERENCIAMENTO DE OBRAS

Francisco Diego Bezerra Soares

Universidade Regional do Cariri
Crato – Ceará

**Guilherme Álvaro Rodrigues Maia
Esmeraldo**

Instituto Federal do Ceará campus Crato
Crato – Ceará

que é o gerenciamento de obras. Analisando o foco desses aplicativos, foi possível perceber que o serviço mais comumente encontrado é o de emissão e recebimento de relatórios diários, sendo somente um dos estudados o que apresentou uma gama mais considerável de serviços disponíveis. Concluiu-se, com a presente pesquisa, que é de suma importância o desenvolvimento de aplicativos para gerenciamento de obras de construção civil que integrem mais serviços num mesmo aplicativo, favorecendo o usuário e contribuindo para uma gestão verdadeiramente simplificada e acessível.

PALAVRAS-CHAVE: Aplicativo móvel. Gerencialmento de Obra. Estudo comparativo.

SMARTPHONE APPLICATIONS AS A TOOL FOR CONSTRUCTION MANAGEMENT

ABSTRACT: The use of smartphones has been growing as the most impacting technology revolution of recent years. These tools act as a handheld computer with access to millions of applications and have mobility as their main feature. This property is important and can leverage improvements in management processes of constructions, providing more integration and closer site-to-office contact. Thus, this study aimed to analyze the characteristics of seven applications focused on management,

RESUMO: Tem crescido o uso dos celulares inteligentes – os smartphones – como a revolução tecnológica de maior impacto dos últimos anos. Essas ferramentas, que funcionam como um computador de bolso com acesso a milhões de aplicativos, tem como principal característica a mobilidade, já que acompanha o usuário por onde quer que ele vá durante dias longos espaços de tempo. Essa propriedade pode ser de suma importância para alavancar melhorias nos processos de gerenciamento de uma obra, proporcionando mais integração e estreitando o contato do canteiro com o escritório. Desse modo, este estudo objetivou analisar as características de sete aplicativos voltados para gestão, planejamento e controle de obras, disponíveis gratuitamente nas lojas oficiais dos sistemas IOS e Android. A metodologia empregada neste estudo é investigativa e online. A análise dos resultados apresentou perfis com os quais cada aplicativo mais se identifica dentro da problemática macro

planning and control of constructions, available for free at the official stores of the IOS and Android systems. The methodology employed in this study is investigative and online. The results analysis presented profiles which each application most identifies itself within the macro problem that is the construction management. Analyzing the focus of these applications, it was possible to notice that the most commonly found service is the sending and receiving daily reports, with only one of those applications studied presenting the most considerable range of available services. It was concluded with the present research that it is very important to develop applications for management of constructions that integrate more services in the same application, favoring the user and contributing to a truly simplified and accessible management.

KEYWORDS: Mobile app. Construction management. Comparative study.

1 | INTRODUÇÃO

É considerável a influência que a indústria da Construção Civil exerce sobre o desenvolvimento do país. Observando seu papel sob a perspectiva econômica, é fácil perceber que o grande número de atividades envolvidas nos ciclos de produção resulta no consumo de bens e serviços de outros setores. A vertente social configura-se como mais um exemplo, já que recai sobre ela o fato de a indústria da construção absorver mão-de-obra.

Picchi (2003) analisou o processo produtivo sintetizado, caracterizando-o como um aglomerado de etapas interdependentes e com um nível de gerenciamento global quase inexistente. Somado a isso, os estudos de Bertelsen (2002) apontam para uma indústria permeada por incertezas e desperdícios – realidade decorrente do fato de que as partes envolvidas no projeto (projetistas, colaboradores, construtores e fornecedores) geralmente não trabalham integradas, estando cada uma em um ambiente separado onde o compartilhamento de informações não é intenso. Essa realidade de não cooperação entre os agentes incluídos nos processos acaba por gerar menos eficiência e produtividade (DAWOOD et al., 2002). Essa dificuldade em visualizar o planejamento de um empreendimento construtivo de maneira integrada é uma problemática vivenciada constantemente pelas empresas e permite afirmar que há uma necessidade urgente em valorizar a integração entre as partes, contribuindo para uma diminuição nos possíveis erros, retrabalhos e ineficiência dos processos.

A solução desse problema tem sua base no compartilhamento e transferência de informação, de modo que os agentes envolvidos no processo de elaboração de projetos e acompanhamento de execução tenham uma relação mais estreita. Uma ferramenta de uso bastante difundido na atualidade nos diversos setores da construção civil é a Tecnologia da Informação (TI). As empresas que aderem a essa alternativa têm em mãos um elemento estratégico, já que as TI's proporcionam mais agilidade nas atividades, desde a concepção dos projetos até o gerenciamento (BETTS, 1999 apud JACOSKI; LAMBERTS, 2002).

A escolha correta de ferramentas de TI é um importante fator quando se busca minimizar riscos e auxiliar os gerentes a obter melhoria nos seus processos de controle (projeto ou produção). Quando bem selecionadas, esses instrumentos podem não só sistematizar as soluções em projeto, como também alinhar as metas da organização (MORAES; LAURINDO, 2003).

É crescente o uso de aplicativos no dia-a-dia da sociedade atual – para os mais diversos fins. Essa ferramenta tecnológica é útil principalmente por disponibilizar soluções ao usuário com um único clique, de maneira fácil e interativa. Os setores da indústria da Construção Civil também não ficam de fora: são muitos os aplicativos desenvolvidos na intenção de melhorar e promover um gerenciamento e planejamento de obras integrado e descomplicado.

Diante do exposto, o presente artigo busca apresentar aplicativos voltados para o ramo da Construção Civil, sobretudo no que se refere ao gerenciamento de obras. Esse estudo é de caráter comparativo, e pretende fornecer uma análise das vantagens e desvantagens em utilizar cada ferramenta.

2 | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Planejamento e Controle de Obras

Mattos (2010) avalia que o processo de planejamento e controle de uma obra exerce uma grande influência no desempenho final da produção, e problemas como elevados desperdícios, baixa produtividade, atrasos e baixa qualidade dos produtos gerados são uma das maiores deficiências que sem o planejamento e o controle adequado. Somado a isso, há uma ligação entre o planejamento e o controle onde ambos se complementam, sendo responsáveis pela obtenção de resultados esperados de custo, prazo e qualidade do projeto.

Existem técnicas de planejamento que utilizam cronogramas, diagramas de rede e linhas de balanço, onde as primeiras são mais utilizadas nas obras por serem mais acessíveis, ainda que encontrem limitações em atividades que possuem muitas interligações ou provoquem mudanças nos caminhos críticos.

Desde que tem avançado a tecnologia, o homem tem feito uso dessa ferramenta para o aperfeiçoamento de atividades de gestão em seus empreendimentos. Essa realidade tem sido aliada no desenvolvimento de atividades voltadas para o gerenciamento. Como exemplo disso, pode-se citar o trabalho de Vargas (1996), que ainda em 1996, já utilizava os programas de gerenciamento Microsoft Project® versão 4.1 para Windows 95 e Symantec Time Line® versão 6.1 para Windows 3.x. para estruturar a programação de atividades repetitivas em obras de construção civil. Atualmente, soluções mais completas e simplificadas vêm sendo desenvolvidas, como é o caso do BIM (*Building Information Model*) que consegue reunir uma gama de

informações da obra, até aplicativos que cabem na palma da mão.

2.2 Tecnologia Computacional Móvel

Segundo Figueiredo e Nakamura (2003), a definição de computação móvel consiste de um dispositivo capaz de processar, compartilhar informações via rede e de fácil transporte pelo usuário. Portanto, para este fim, os dispositivos computacionais devem ser de pequenas dimensões e não dependerem de cabos de conexão à rede ou fonte de energia elétrica.

Para aplicação da computação móvel, atualmente, é bastante difundido o uso dos smartphones principalmente devido à sua multifuncionalidade e à praticidade do uso, além de ser um dispositivo que faz parte do cotidiano de praticamente todos os indivíduos.

A sociedade atual tem vivenciado a evolução e ampliação dos serviços de telefonia móvel globais de proporções nunca antes imaginadas. Os processos de interação entre homens e homens e máquinas, segundo Lemos (2005), estão sendo redefinidos ao passo que avança a incorporação de sistemas operacionais permitindo aos celulares acesso e navegação à Internet banda larga sem fio. Essa revolução tecnológica à qual os telefones móveis têm sido submetidos está permitindo ao usuário um estado de permanente conexão entre indivíduos em movimento (BAUMAN, 2004). Moura e Mantovani (2005), após analisar os estudos de Bauman, defendem que o uso do celular dá ao usuário a possibilidade de agregar a ideia de família, intimidade, de emergência e de trabalho, estreitando as fronteiras entre a definição de público e privado.

Nesse contexto, o surgimento de dispositivos cada vez menores e com as mesmas funções do computador pessoal, anunciam uma nova tendência de comunicação, baseada na mobilidade. Essas mudanças na forma de comunicar-se conferiram à humanidade uma maior autonomia para desenvolver suas relações e atividades. Somado a isso, o desenvolvimento da tecnologia dos Circuitos Integrados (Cis), tornou possível a inserção de grande quantidade de transistores em um único chip. Isso tudo permitiu a criação de microprocessadores que, inicialmente aplicados em computadores, eram usados com periféricos externos como linhas de entrada e saída, temporizadores, memória e outros. Atualmente, implantados nos smartphones, permitem maior interação entre esses componentes.

O avanço do mercado de dispositivos móveis vem proporcionando oportunidades comerciais e sociais nas mais diversas áreas. Os smartphones, que funcionam como um computador de bolso, têm acesso fácil e rápido a milhões de aplicativos. O número de aplicativos baixados nos smartphones já ultrapassa centenas de bilhões, segundo dados da International Data Corporation (IDC, 2013). Essa realidade é sobretudo resultado da facilidade de acesso a esses app's nas suas respectivas lojas virtuais. Tudo isso converge para o fato de que a utilização de ferramentas computacionais no formato de aplicativos móveis, é uma alternativa

eficaz para promover soluções ao público-alvo desejado. Além disso, é relevante e considerável a pessoalidade que estes equipamentos proporcionam aos usuários, já que um profissional pode fazer uso do seu próprio aparelho, com o qual já é familiarizado devido ao uso diário (FIGUEIREDO E NAKAMURA, 2013).

3 | MATERIAIS E MÉTODOS

Este estudo parte de uma pesquisa on-line em lojas oficiais de aplicativos para os sistemas operacionais Android e IOS, buscando conhecer e caracterizar os aplicativos disponíveis para download que sejam gratuitos e possam auxiliar nos processos de gestão, planejamento e controle de obras.

A partir da especificação desses app's, o estudo realiza uma análise comparativa entre os aplicativos encontrados, de modo a apresentar opções favoráveis ao uso na construção civil.

A análise à qual se refere este estudo fez uso de dois grupos de métricas:

1. Caracterização técnica: Compreende os aspectos técnicos do aplicativo, que se referem principalmente às características de armazenamento, análises de usuários, disponibilidade em português e outros parâmetros similares;

2. Serviços: Refere-se aos aspectos mais voltados para o âmbito da construção civil, explicitando tipos de serviços dessa área que são possíveis de serem desenvolvidos com auxílio do app em questão.

Essas métricas foram escolhidas porque, a partir das observações realizadas sob essas duas perspectivas, é possível chegar a uma análise mais precisa sobre a viabilidade do uso desses apps para gerenciamento de obras na construção civil, sem desprezar seu desempenho técnico.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste item serão apresentados os resultados obtidos através do estudo comparativo entre seis dispositivos existentes no mercado, consistindo em apresentar suas características técnicas e os serviços disponíveis em cada aplicativo e a partir do estudo discutir os resultados obtidos. Foram tomados como objeto de estudo seis aplicativos gratuitos, disponíveis nas lojas online oficiais dos sistemas operacionais móveis IOS e Android. Somente um dos aplicativos apresentou serviços que englobam as diversas vertentes do gerenciamento de uma obra. Os demais apresentaram perfis mais específicos de determinadas atividades, sendo quase todos mais voltados para a elaboração de relatórios diários.

4.1 Estudo Comparativo

Os canteiros de obras do mundo inteiro já usufruem dos benefícios da

tecnologia. Com aplicativos desenvolvidos para auxiliar no gerenciamento de obras, profissionais da construção civil têm, ao alcance de alguns cliques, a possibilidade de acompanhar o andamento da obra, além de manterem-se atualizados sobre atividades de execução e controle. A gestão, através dessas ferramentas, não só melhora a comunicação entre escritório e canteiro de obras, como também proporciona mais agilidade devido a otimização do tempo de trabalho dedicado para cada processo, já que diminui o número de idas à obra e permite que as informações sobre ela sejam acessadas com facilidade.

Este estudo tem como objeto de estudo seis aplicativos de gerenciamento de obras, disponíveis em lojas oficiais dos sistemas IOS e Android. Nas seções a seguir estão apresentados os resultados observados.

4.1.1 Caracterização Técnica

No que se refere às análises macros – voltadas principalmente para as características mais técnicas dos aplicativos – foram analisados os seguintes pontos (Tabela 1):

- Idioma: Apresenta os idiomas suportados por cada aplicativo móvel, sendo o idioma português o de maior potencial positivo para este estudo;
- Plataforma: Refere-se às plataformas nas quais o app é encontrado para download, podendo ser IOS e/ou Android. Quanto mais acessível, mais positivo será o aplicativo nestas análises;
- Espaço ocupado para armazenamento: Apresenta, em megabytes (MB), o espaço que o app ocupa no smartphone considerando as informações disponibilizadas nas plataformas;
- Avaliação de Usuários (0-5): Considera as análises realizadas pelos usuários e disponibilizadas em forma de média nas plataformas. As avaliações variam de 0 a 5 pontos.

O Quadro 1 apresenta os aspectos técnicos pelos quais cada aplicativo móvel é composto, sobretudo aqueles que interessam às análises dessa pesquisa. O idioma é importante porque torna mais prática a comunicação do usuário com o app e do usuário com outros usuários, além de tornar o uso rápido e acessível. Se disposto nas duas plataformas (IOS e Android), o aplicativo será mais acessível, já que poderá ser baixado em qualquer smartphone. O espaço necessário para armazenamento e a avaliação de outros usuários são, quase sempre, fatores determinantes para que o indivíduo adote ou não aquela ferramenta. Por este motivo, as métricas acima foram escolhidas e analisadas neste trabalho. Todos os dados foram coletados das plataformas IOS e Android para download de aplicativos.

Aplicativo	Idioma	Plataforma	Espaço ocupado para armazenamento		Avaliação de usuários (0-5)	
			IOS	ANDROID	IOS	ANDROID
Diário de Obra Online	Português e Inglês	IOS e Android	9,5 MB	12 MB	3.4	3.8
.ConstruCalc	Português e Inglês	IOS e Android	31,8 MB	10 MB	4.7	4.7
Construct App	Português, Espanhol e Inglês	IOS e Android	50,6 MB	8,8 MB	4.6	4.3
PlanGrid Construction Software	Inglês, Japonês, Espanhol	IOS e Android	137,8 MB	42 MB	4.3	4.3
Vigha	Português e Inglês	IOS e Android	8,9 MB	873 KB	+	3.9
RDObras - Diário de Obras	Português	Android	*	24 MB	-	4.0
ObraGo! Diário de Obra	Português e Inglês	Android	*	5,7 MB	-	4.0

Quadro 1 – Caracterização técnica dos app's.

Legenda:

“+” = Não há número suficiente de avaliações.

“*” = Como o aplicativo não está disponível para IOS, não há informações de armazenamento para esta plataforma.

“-” = Como o aplicativo não está disponível para IOS, não há informações de avaliação para esta plataforma.

Fonte: Autores (2019).

4.1.2. Serviços Disponíveis

No que tange aos serviços que os aplicativos propõem, buscou-se analisar aqueles que apresentam a possibilidade de enviar, emitir e receber relatórios técnicos da obra, controle de chegada e saída de materiais, elaboração e acompanhamento de orçamentos e acesso às plantas da obra. Os resultados dessas investigações seguem apresentados na Quadro 2.

Aplicativo	Serviços					
	Cálculo de insumos	Relatórios diários de obra	Acompanhamento de obra	Acesso aos projetos da obra	Orçamento	Planejamento
.Diário de Obra Online	-	X	-	-	-	-
.ConstruCalc	X	-	-	-	-	-
Construct App	-	X	X	-	-	-
PlanGrid Construction Software	-	X	X	X	-	-
Vigha	X	X	X	-	X	X
RDObras - Diário de Obras	-	X	-	-	-	-
ObraGo! Diário de Obra	-		-	-	-	-

Quadro 2 – Serviços disponíveis em cada app.

Legenda:

“-” = Não suporta a métrica.

“X” = Suporta a métrica.

Fonte: Autores (2019).

O Cálculo de Insumos refere-se à possibilidade de calcular, no próprio aplicativo de smartphone, a quantidade de materiais e mão de obra necessárias à execução de um serviço. Esse fator é muito importante quando se busca determinar quantidade de materiais e seu orçamento, principalmente.

Os relatórios diários da obra permitem ao usuário expressar rapidamente qual o andamento da obra no dia de determinada visita, além de inserir informações importantes e compartilhar com facilidade.

O acompanhamento de obras faz referência à possibilidade de estar por dentro do desenvolvimento da obra de maneira fácil e on-line, tornando a resolução de problemas mais simples e melhorando o contato entre o canteiro e o escritório.

Acessar os projetos permite compreender o andamento dos processos e mensurá-los, verificando sempre o quando da obra foi concluída e se os projetos têm sido seguidos corretamente.

O orçamento refere-se à possibilidade de gerar planilhas de custos através do aplicativo, sobretudo para questões de controle financeiro e quantidade de materiais. Essa ferramenta é útil porque permite maior lisura nos processos financeiros das empresas e torna simples a “suposição” de valores a serem gastos com determinado serviço.

O planejamento diz respeito à possibilidade de organizar a obra de maneira prévia com auxílio do app, em relação aos insumos, duração da obra, orçamento e afins.

4.2 Análise dos Resultados

Para a discussão dos resultados obtidos neste trabalho, foram criados gráficos estatísticos para sumarizar relacionar, de uma maneira geral, os serviços desenvolvidos pelos aplicativos estudados.

4.2.1. Análise do Quadro 1

O fato de que há uma quantidade considerável de aplicativos em português é bastante positivo. Dentre os pesquisados, somente o PlanGrid não dispõe de versão em português. Outro aspecto interessante é que a grande maioria dos app's está disponível também em inglês, o que contribui para que o compartilhamento de informações seja ainda mais amplo. Também vale ressaltar que todos os app's analisados estão disponíveis para dispositivos Android. Isso é muito positivo, já que a maioria dos smartphones utilizados no Brasil fazem uso desse sistema operacional e é o mais amplamente difundido nacionalmente.

De uma maneira geral, os aplicativos móveis foram avaliados positivamente pelos usuários, estando sempre em torno de 3 pontos. Isso significa que cumprem o que se propõem a fazer, mesmo que sejam serviços muito restritos e pontuais. Somadas às avaliações de usuários, o espaço dedicado para o armazenamento também é um fator determinante para a decisão do usuário de aderir ou não à ferramenta. Se mais compactos, geralmente tornam-se mais fáceis de usar e não demandam muito dos smartphone, apresentando-se como ferramentas rápidas e simples. No entanto, aqueles que requerem mais espaço para armazenamento também devem oferecer mais atributos.

4.2.2. Análise do Quadro 2

Analizando o Quadro 2, é clara a ocorrência de mais aplicativos trabalhando com emissão de relatórios de obra. Isso se dá, principalmente, devido à necessidade que os canteiros e escritórios têm de compartilhar com mais facilidade o que acontece na obra com os setores administrativos. Além disso, essa é uma tarefa mais fácil de executar nos smartphones.

Também merece destaque as observações sobre o acesso aos projetos da obra, orçamento e planejamento. Poucos são os aplicativos que se dedicam a executar essas tarefas. Pressupõe-se que isso se dá devido à dificuldade de realizar essas tarefas em um dispositivo tão compacto como um smartphone. Já que são atividades que demandam muita memória computacional e muito acesso simultâneo a documentos e ambientes diferentes, é comum que essas atividades sejam mais realizadas em notebooks e computadores de mesa.

4.2.3. Análise Geral dos Quadros

O Gráfico 1 apresenta o percentual de aplicativos que desenvolvem cada tipo de serviço analisado. Observa-se que tarefas relacionadas à elaboração de relatórios diários de obra são mais fáceis de encontrar nos app's em geral, o que contribui para uma integração de informações de maneira mais rápida e prática, fortalecendo o elo entre o escritório e o canteiro.

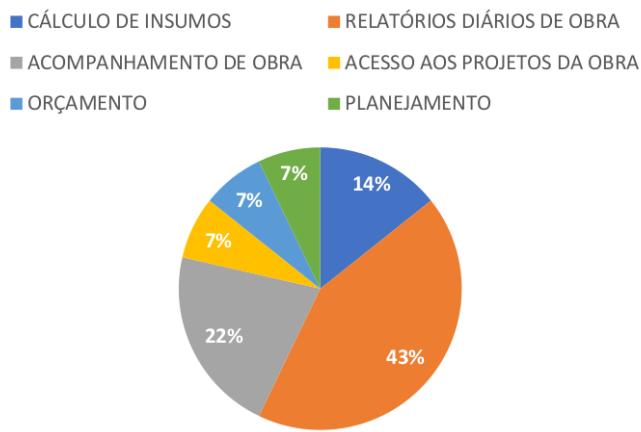


Gráfico 1 – Percentual de aplicativos que desenvolvem cada serviço analisado.

Fonte: Autores (2019).

Por outro lado, os pontos mais relacionados ao planejamento e ao desenvolvimento de orçamento da obra aparecem mais timidamente nos app's. O acesso aos projetos da obra também é raro de encontrar nos aplicativos analisados. Essa realidade é resultado da dificuldade de inserir esses serviços em aplicativos para smartphone, já que os projetos de engenharia são geralmente arquivos grandes que requerem muito armazenamento e um bom sistema operacional, demandando muito do smartphone e do app. Somado a isso, a realização de orçamento para uma obra requer acesso a planilhas financeiras que sirvam como base para a determinação de custos unitários – como a o SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil); por exemplo – o que dificulta a inserção dessa tarefa nos aplicativos. O planejamento de obra, por sua vez, é uma atividade difícil de ser realizada em smartphones, já que é dependente de informações contidas nos projetos e no orçamento da obra – serviços geralmente desenvolvidos em escritório e com ajuda de softwares que não estão disponíveis para telefones celulares. No Gráfico 2, é possível observar quais dos app's estão disponíveis nas duas lojas oficiais utilizadas na pesquisa.

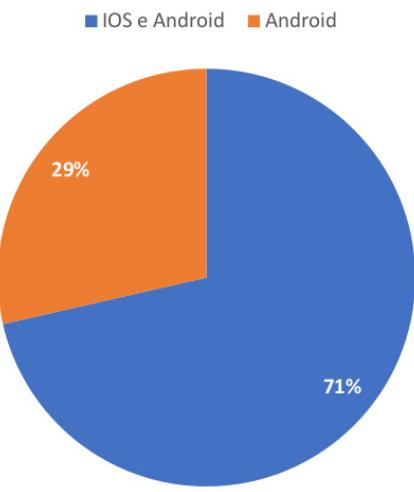


Gráfico 2 – Percentual de aplicativos disponíveis em cada loja dos sistemas operacionais IOS e Android.

Fonte: Autores (2019).

Todos os aplicativos estudados estão disponíveis na Play Store, loja oficial do sistema Android. O sistema IOS não dispõe de dois dos aplicativos analisados – o ObraGo! e o RDObras. Dentre os app's, destacam-se o PlanGrid, ConstruCalc e Construct App, cujo download pode ser feito na Apple Store e na Play Store, além de serem aplicativos bem avaliados nas duas plataformas (ver Quadro 1), agregando a estas três ferramentas uma boa acessibilidade e uma boa avaliação do que se comprometem a fazer.

Entre os aplicativos com avaliação disponível no IOS e Android (ver Quadro 1), foi possível determinar um ranking, estando o ConstruCalc em primeiro lugar como aplicativos mais bem avaliado, seguido do Construct App, PlanGrid e Diário de Obra Online. Vale ressaltar que essas avaliações se referem somente ao que o aplicativo se propõe fazer. Percebe-se com clareza que, embora ainda não disponha de avaliações suficientes no IOS, o aplicativo Vigha é o mais completo para uso em gerenciamento de obras, já que abrange o desenvolvimento de diversas atividades. Os aplicativos Diário de Obra Online, ObraGo, e RDObras podem ser considerados – devido às atividades que desenvolvem – como aplicativos específicos para relatórios diários. O ConstruCalc é próprio para cálculo de insumos, enquanto que o Construct App e o PlanGrid adequam-se mais a atividades mais voltadas para o acompanhamento de obras.

5 | CONCLUSÕES

O gerenciamento de obras na construção civil envolve diversos desafios. Um deles, é a integração entre os canteiros de obras e os escritórios administrativos. Nessa perspectiva, muitos desenvolvedores lançaram aos smartphones ferramentas para proporcionar esse link do canteiro de obras com o escritório, tornando possíveis

inclusive atividades de planejamento, orçamento, acesso aos projetos das edificações e outros serviços antes possibilitados somente com o uso de um computador.

O uso de aplicativos de smartphone para simplificar atividades do dia a dia de diversos profissionais é uma realidade crescente. No âmbito da construção civil, mais especificamente no que se refere à gestão, essas ferramentas têm sido importantes para proporcionar melhorias nos processos de planejamento e controle de obras.

Para que a utilização de smartphones nos canteiros de obras e escritórios como auxílio para o gerenciamento seja mais fortalecida, é necessária uma nova solução que agregue mais serviços necessários ao planejamento e controle de obras, e que esteja disponível no idioma português. Dessa forma, espera-se que essas investigações sirvam de impulso para a realização de mais pesquisas voltadas para a área da tecnologia a favor da gestão e controle de obras. No que se refere ao uso dos smartphones, em especial, ainda há muito o que se desenvolver e aprimorar, e a pesquisa científica somada à evolução tecnológica são ferramentas cruciais para o avanço dessa área.

REFERÊNCIAS

- BERTELSEN, S. Bridging the gaps – towards a comprehensive understanding of lean construction. In: Proceedings IGCL-10. Gramado, 2002.
- BETTS, M. Strategic Management of I.T in Construction. Londres: Blackwell Science, 1999.
- DAWOOD, N; SRIPRASERT, E.; MALLASI, Z; HONNS, B. 4D visualization development: Real Life Case Studies. In: INTERNATIONAL COUNCIL FOR RESEARCH AND INNOVATION IN BUILDING AND CONSTRUCTION. CIB W78 conferência. Aarhus School of Architecture, 2002.
- FIGUEIREDO, C. M. S., NAKAMURA, E. Computação móvel: novas oportunidades e desafios. Rev T&C Amazônia. 2003; 1(2):16-28.
- IGNACZACK, L. Um Novo Modelo de Infra-estrutura de Chaves Públicas para Uso no Brasil Utilizando Aplicativos com o Código Fonte Aberto. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina. 2002.
- International Data Corporation (IDC). IDC: press release. China to Become the Largest Market for Smartphones in 2012 with Brazil and India Forecast to Join the Top 5 Country-Level Markets by 2016, According to IDC. Framingham: MA; 2013.
- MATTOS, A. D. Planejamento e Controle de Obras. São Paulo: Editora Pini, 2010.
- MORAES, R.O.; LAURINDO, F.J.B. Um estudo de caso de gestão de portfólio de projetos de Tecnologia da Informação. Gestão & Produção v.10, n.3, p.311-328, São Carlos, dez. 2003.
- PICHI, F.A. Oportunidades da aplicação do Lean Thinking na construção. Revista Ambiente Construído, v. 03, p. 7-23, Porto Alegre, 2003.
- VARGAS, C. L .S. Utilizando programas de computador de gerenciamento de projetos para estruturar a programação de atividades repetitivas em obras de construção civil com a técnica da linha de balanço. Piracicaba: XVI Encontro Nacional de Engenharia de Produção e 2nd International Congress of Industrial

Engineering – ENEGEP/Piracicaba, 1996.

LAURINDO, F.J.B., SHIMIZU, T., CARVALHO, M.M. de, RABECHINI JR, R. O papel da Tecnologia da Informação (TI) na estratégia das organizações. Gestão & Produção, v.8, n.2, p.160-179, São Carlos, ago. 2001.

SILVA FILHO, Y. V. ; FALLER, N. ; SCHMITZ, E. A. Projeto de circuitos integrados em VLSI. Rio de Janeiro: NCE, UFRJ, 1982. 22 p. (Relatório Técnico, 03/82).

A ABORDAGEM DESIGN THINKING 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

Universidade Estácio de Sá - Cabo Frio – Rio de Janeiro

RESUMO: Em muitos ambientes acadêmicos ainda se prioriza um processo unificado da aprendizagem cognitiva. De fato, estimular o desenvolvimento de habilidades e competências nos discentes é tarefa árdua e contínua. Buscar abordagens educacionais que viabilizam o progresso do discente na construção autônoma do seu processo cognitivo é entender e reconhecer que é possível promover o indivíduo com competências capaz de torná-lo um cidadão crítico e reflexivo. A abordagem *Design Thinking* propõe acreditar que é possível fazer a diferença quando existe o propósito de mergulhar em um processo inovador, confrontando soluções criativas e criando impacto positivo. Trata-se de um importante método colaborativo que visa propor soluções para problemas específicos, principalmente aos alunos que fazem a experiência de cursar a disciplina de Cálculo Diferencial e Integral no curso de Engenharia Civil. Para que as dificuldades de um aluno da área das ciências exatas, mais precisamente da disciplina de Cálculo sejam atendidas é preciso antes de tudo empatia; ou seja, conhecer as verdadeiras necessidades do outro. Neste contexto, vale

ressaltar que o interesse pelas ideias de outros propõe um amadurecimento natural na proposta de saber escutar e acolher o pensamento alheio. Nesse sentido, torna-se fundamental desenvolver um método de aprendizagem que preze pelo ensinamento prático sem deixar de lado a teoria, especialmente se tratando do ensino de uma disciplina tão difícil como é o Cálculo.

PALAVRAS-CHAVE: Ensino-aprendizagem, inovação, colaboração

THE DESIGN THINKING APPROACH IN ENGINEERING COURSE: AN EXPERIENCE IN THE CHALLENGE OF CREATING AND INNOVATING THE COMPLEXITY OF TEACHINGANDLEARNINGOFDIFFERENTIAL AND INTEGRAL CALCULATION DISCIPLINE

ABSTRACT: In many academic settings a unified process of cognitive learning is still prioritized. In fact, stimulating the development of students' skills and competences is an arduous and continuous task. To seek educational approaches that enable the student's progress in the autonomous construction of his cognitive process is to understand and recognize that it is possible to promote the individual with skills capable of making him a critical and reflective citizen. The Design Thinking approach proposes to believe that it is possible to make a difference when there is a purpose to dive into an innovative

process, confronting creative solutions and creating positive impact. This is an important collaborative method that aims to propose solutions to specific problems, especially for students who are experiencing the discipline of Differential and Integral Calculus in the Civil Engineering course. In order for the difficulties of a student in the field of exact sciences, more precisely in the discipline of calculus, to be met, empathy must be first of all; that is, to know the true needs of the other. In this context, it is noteworthy that the interest in the ideas of others proposes a natural maturation in the proposal of knowing how to listen and welcome the thoughts of others. In this sense, it is essential to develop a learning method that values practical teaching without neglecting theory, especially when it comes to teaching such a difficult discipline as Calculus.

KEYWORDS: Teaching, learning, innovation, collaboration

1 | INTRODUÇÃO

A complexidade do mundo atual combina diversos aparatos digitais indicando que modelos tradicionais de aprendizagem estão cada vez mais fadados ao insucesso. Em muitos ambientes acadêmicos ainda se prioriza um processo unificado da aprendizagem cognitiva. De fato, estimular o desenvolvimento de habilidades e competências nos discentes é tarefa árdua e contínua.

Nesse sentido, cresce o número de instituições educacionais que apostam na inovação como uma proposta de ação capaz de contribuir para a aquisição de habilidades e competências, pelos discentes, em um contexto que se mostra volátil, incerto, ambíguo e complexo.

Portanto, buscar abordagens educacionais que viabilizam o progresso do discente na construção autônoma do seu processo cognitivo é entender e reconhecer que é possível promover o indivíduo com competências capaz de torná-lo um cidadão crítico e reflexivo.

Para tanto cresce a adesão de instituições de educação superior na prática do método denominado “*Design Thinking*” (pensamento do designer). Este se mostra como um caminho importante na busca por soluções aos desafios complexos abordados pela ótica daqueles que são mais impactados pelo problema, os discentes.

A estratégia metodológica está centrada no ser humano privilegiando a colaboração multidisciplinar adotando como técnica final a prototipação viável para a solução dos problemas evidenciados.

Este artigo traz algumas das principais evidências adquiridas na execução do Projeto de Pesquisa Produtividade, representando um resultado parcial realizada no 1º semestre do ano de 2019, no curso de Engenharia Civil, na Universidade Estácio de Sá, campus Cabo Frio/RJ.

A abordagem *Design Thinking* propõe acreditar que é possível fazer a diferença quando existe o propósito de mergulhar em um processo inovador, confrontando soluções criativas e criando impacto positivo.

2 | INOVANDO O COMPLEXO CENÁRIO EDUCACIONAL

O cenário que hoje vislumbramos no sistema educacional brasileiro continua revelando que se faz necessário e urgente ações inovadoras que dê conta de reestruturar processos fundamentais acerca do ensino e aprendizagem. Mudar paradigmas com disposição de inovar e construir ações criativas pode ser uma alternativa no que se refere ao comprometimento com o processo entre ensinar e aprender.

O desenfreado crescimento tecnológico, disponibilizando à todos uma enorme quantidade de informação, desafia constantemente a presença e o “conhecimento” do professor.

Nos ambientes acadêmicos, a nova geração ainda é confrontada com discursos conservadores na conduta de um processo de ensino que vislumbra apenas o modelo clássico e tradicional, restringindo a evolução do ensinar e aprender a uma repetição de ideias.

Pensar no atual contexto que atuam as instituições do ensino superior permite profundas reflexões acerca dos níveis de competências e habilidades dos docentes em saber lidar com as complexas exigências sociais assim como com os avanços do conhecimento científico e os desafios da empregabilidade. Nesse sentido, vale ressaltar o conceito de aprendizagem ativa que muda o foco do processo de ensino: do docente para o discente.

Também nos cursos de Engenharia as exigências de reestruturação do processo de ensino se apresentam iminentes. Conforme adverte Bazzo(2001) o ensino das engenharias precisa ser incrementado e reestruturado para que os docentes possam acompanhar as rápidas mudanças sociais e tecnológicas dos discentes. Desse modo o documento das Diretrizes Curriculares Nacionais do Curso de Graduação em Engenharias (BRASIL, 2002), preconiza que é preciso criar ambientes de aprendizagens capaz de simular situações complexas que exijam do profissional de engenharia uma atuação ativa sob a perspectiva crítica e criativa na identificação e resolução de problemas.

Nesse sentido, incorporar práticas criativas no processo de aprendizagem pode resultar em ganhos no desenvolvimento cognitivo despertando a percepção para confrontar problemas reais da sociedade balanceando o atendimento do desejo, da praticidade e da viabilidade na solução do problema.

A abordagem do *Design Thinking* no curso de Engenharia quer romper com paradigmas do mundo acadêmico provocando oportunidades competitivas resultando inovações constantes.

A interdisciplinaridade e o trabalho colaborativo norteiam o desenvolvimento e a construção dos protótipos que serão utilizados para o entendimento do problema na busca por uma possível solução.

A proposta desta abordagem surge na intenção de encontrar respostas aos anseios

da comunidade acadêmica no que diz respeito ao nível de qualidade do aprendizado assim como as formas de questionar nosso próprio entendimento acerca da concepção de um processo de ensino e aprendizagem e entender os limites e vantagens da aplicação do *Design Thinking* dentro de um contexto de educação superior. Propõe, ainda, sair da “zona de conforto” na intenção de, junto aos discentes, construir uma mudança com responsabilidade compartilhada na construção do processo de ensino e aprendizagem.

3 | CONHECENDO A ABORDAGEM DESIGN THINKING

O termo *design* se consolida coletivamente como algo muito relacionado às artes e a criatividade. E desse modo, vem trazer um novo olhar sobre a própria área de design e sobre o que ele faz, gerando uma ideia inovadora.

Partindo do princípio que, enquanto seres humanos, somos agentes de mutação e capazes de projetar soluções individuais e coletivas somos, portanto, inherentemente designers. Nesse sentido somos capazes de criar estratégias que nos fizeram e nos fazem evoluir a cada momento redesenhando nossas próprias criações no cotidiano. Este processo pode transformar nosso modo de pensar e mudar radicalmente a maneira como abordamos nossos problemas nos permitindo novas interpretações do que acontece ao nosso redor. Sendo assim, como designers temos a habilidade de projetar nosso futuro, passado e presente.

No avanço desse processo, pesquisadores, integrantes da Universidade de Stanford, por volta dos anos 1970/1973, adaptaram e desenvolveram uma estratégia, *Design Thinking*, que se propõe a instigar novas ideias com o objetivo de acabar com as velhas.

Conforme o diretor executivo Tim Brown, CEO¹ da empresa internacional de designer e consultoria em inovação (IDEO), fundada desde 1991 na Califórnia, a estratégia do *Design Thinking* pode ajudar a encontrar soluções para uma grande variedade de desafios uma vez que tem o seu foco na ação colaborativa centrada nas ações do homem. Trata-se de uma prática de colaboração multidisciplinar e interativa com criação de estratégias inovadoras, valorizando necessidades, sonhos e comportamentos, dando voz aos sujeitos.

São inúmeros os autores que conceituam o termo *Design Thinking* de modo que a literatura apresenta formas diferenciadas de abordar e interpretar o tema (STUBER,2012; HASSI; LAACKSO, 2011). Vale ressaltar que na reflexão deste projeto serão consideradas as definições abordadas por Brown(2008), Cooper, Junginger e Lockwood(2009), Plattner, Meinel, Leifer(2012), bem como a perspectiva utilizada pela empresa IDEO(2013).

¹ Chief Executive Officer

Para Brown (2010) a ideia do *Design Thinking* oferece caminhos que podem modificar a maneira de desenvolver serviços, processos e experiências. E desse modo, passou a ser sinônimo de formas de pensar as ações criativas. De maneira geral se beneficia da capacidade que as pessoas tem em resolver problemas no seu cotidiano. Sendo assim não se trata, simplesmente de uma proposta centrada no ser humano mas uma estratégia profundamente humana pela própria natureza.

Considera, primordialmente, o intuitivo e as ideias que trazem um significado emocional buscando nas necessidades humanas uma solução eficiente. Entretanto, conforme Brown (2010) “ninguém quer gerir uma empresa com base apenas em sentimento, intuição e inspiração, mas fundamentar-se demais no racional e no analítico também pode ser perigoso. A abordagem integrada que reside no centro do processo de design sugere um *terceiro caminho*” (p. 11). Nesse sentido Cross(2007) afirma que existe um “diálogo entre o processo mental e a expressão das ideias, quando faladas ou desenhadas, que permite que elas sejam consideradas, revisadas, desenvolvidas, rejeitadas e retomadas”(p. 53).

Trazendo uma aproximação da aplicação do *Design Thinking* com a educação vale ressaltar a valorização do potencial criativo de cada indivíduo na tarefa de resolução de problemas complexos por meio de atividades colaborativas e experimentais, priorizando a auto-estima assim como a importância de desafiar-se no contexto grupal.

A finalidade primordial desta abordagem no contexto acadêmico é criar oportunidades de análise e resolução de questões que sejam ressignificadas conforme a realidade de cada um dos discentes, propondo, desse modo, uma aquisição e um exercício contínuo de diversas competências tais como a análise crítica da criatividade, um reconhecimento da intuição, uma colaboração coletiva, o domínio de linguagens diversificadas, entre outros.

No curso de Engenharia a abordagem se apropria da ação do designer que dá vida às ideias criativas a fim de buscar uma solução para um problema complexo, desafiante, porém real. Já é possível encontrar algumas instituições de ensino que, em diferentes áreas de Engenharia, tem acolhido este tipo de abordagem reconhecendo que se trata de um processo fundamental na solução de problemas complexos uma vez que tenta maximizar os resultados a partir de ideias criativas e a integração de informações. De acordo com Abelheira (2015), o *Design Thinking* é

uma metodologia que aplica ferramentas do design para solucionar problemas complexos. Propõe o equilíbrio entre o raciocínio associativo que alavanca a inovação e o pensamento analítico, que reduz os riscos. Posiciona as pessoas no centro do processo do início ao fim compreendendo a fundo suas necessidades(p.15).

Nesse sentido o *Design Thinking* remete o tempo inteiro ao modo como se faz e não, especificamente, ao resultado. Vale ressaltar que na educação sempre vale a pena revisitar outras áreas e ter a ousadia de transformar problemas cotidianos de aprendizagem suscitado por um novo olhar.

Esta visão interdisciplinar e colaborativa do *Design Thinking* pode apresentar

pontos positivos e negativos.

Como ponto positivo, a abordagem do *Design Thinking* auxilia no processo de percepção crítica diante de situações complexas e outros pontos que serão amplamente discutidos no desenvolvimento deste projeto.

Como ponto negativo a abordagem cria possibilidades de interpretações muito diversificadas e, muitas vezes, inviável de se realizar como uma solução ao problema identificado. Nesse sentido é preciso um cuidado especial na compreensão e no entendimento da apropriação de temas tais como, o uso do termo inovação ou, como acontece o processo de aquisição do conhecimento ou, de que modo se pode fazer a conexão entre esses conhecimentos, ou ainda, como motivar o pensamento para o processo criativo e inovador, e tantos outros que surgirão conforme o contexto empregado.

Buscar soluções inovadoras remete a uma orientação de execução com tendências que privilegia 3 importantes etapas que se destacam e concedem sustentação às inovações e/ou soluções, a saber: a imersão(ou descoberta ou empatia), a ideação(geração de ideias) e a prototipação (experimentação). Considerando que para a empresa IDEO (2013) as soluções criativas seguem um modelo de trabalho colaborativo mediado por 5 etapas, que se intercalam, neste momento do projeto serão privilegiadas somente 3 delas as quais faremos breves considerações.

A imersão(empatia), vai tratar da descoberta e do refinamento do problema. É a fase de contextualização onde as necessidades a serem superadas são evidenciadas com suas particularidades, com foco na opinião e no comportamento de quem é mais impactado. Conforme as orientações do IDEO (2013), “a descoberta significa estar aberto a novas oportunidades, inspirar-se e criar novas ideias. Com a preparação correta, essa fase pode ser um abrir de olhos e vai proporcionar um bom entendimento do desafio”(p.25).

Sendo assim, para que os desafios sejam plenamente revelados é preciso que aconteça a experiência da empatia, que nos dias atuais ainda apresenta diferentes interpretações na construção do seu conceito e definição.

Portanto, até a década de 40 a definição para este termo se mostrava muito frágil e, somente na década de 50, Carl Rogers(1902-1987) dedicou-se na investigação a fim de concluir uma definição para o termo empatia. Somente em 1977, ele imprime a primeira definição de empatia com muita precisão, descrita na obra “A pessoa como centro”. Nesse sentido assevera que

o estado de empatia ou ser empático consiste em aperceber-se com precisão do quadro de referências interno de outra pessoa, juntamente com os componentes emocionais e os significados a ele pertencentes, como se fôssemos a outra pessoa, sem perder jamais a condição de “como se”. Portanto, significa sentir as mágoas e alegrias do outro como ele próprio as sente e perceber suas causas como ele próprio as percebe sem, contudo, perder a noção de que é “como se” estivéssemos magoados ou alegres, e assim por diante [...]14 (ROSENBERG & ROGERS, 1977, p. 72).

Para uma maior compreensão desta terminologia, se faz necessário uma breve comparação com o termo simpatia que, nos dias atuais provoca confusões na sua contextualização. Portanto, por simpatia se entende o sujeito que tem piedade do outro por perceber que ele vivencia momentos de angústias. Enquanto que para definir empatia Rogers (1977) adverte para a consciência de que consiste em aceitar o outro sem julgá-lo, perceber o interior do mundo em que o outro vive sem avaliar ou fazer diagnósticos.

Na etapa da descoberta, as informações são compartilhadas no grupo que identifica os tópicos relevantes a serem refinados para as próximas etapas.

A segunda etapa trata da ideação que busca a colaboração e a criatividade entre os participantes para que o pensamento e a capacidade do entendimento se multipliquem a fim de gerar novas ideias, com diferentes conhecimentos. É o momento da divergência do pensamento que transforma a pesquisa em um roteiro de estratégias e soluções tangíveis.

E, finalmente, a terceira etapa, a prototipação, visa desenvolver um protótipo na busca por experimentar a solução do problema inicial. Esta fase verifica a real viabilidade da proposta no contexto analisado. O protótipo pode causar nas pessoas a sensação de que o problema já foi resolvido antes mesmo de existir a solução. Os protótipos funcionam melhor como colaboração e interação entre as pessoas do que como um processo de validação do próprio conceito.

A abordagem *Design Thinking* é um processo contínuo de melhorias que não se define com um final. As necessidades e os problemas são sanados e renovados. Consequentemente, as soluções também podem ser renovadas e redefinidas conforme o contexto envolvido no momento da análise.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme desenvolvido anteriormente, a abordagem *Design Thinking* trata de um importante método colaborativo que visa propor soluções para problemas específicos, principalmente aos alunos que fazem a experiência de cursar a disciplina de Cálculo no curso de Engenharia. Desse modo, para que as dificuldades de um aluno da área das ciências exatas, mais precisamente da disciplina de Cálculo sejam atendidas é preciso antes de tudo empatia; ou seja, conhecer as verdadeiras necessidades do outro. Neste caso, mostra-se altamente necessário conhecer o perfil de quem está aprendendo para que as soluções propostas possam fazer algum sentido na vida do discente.

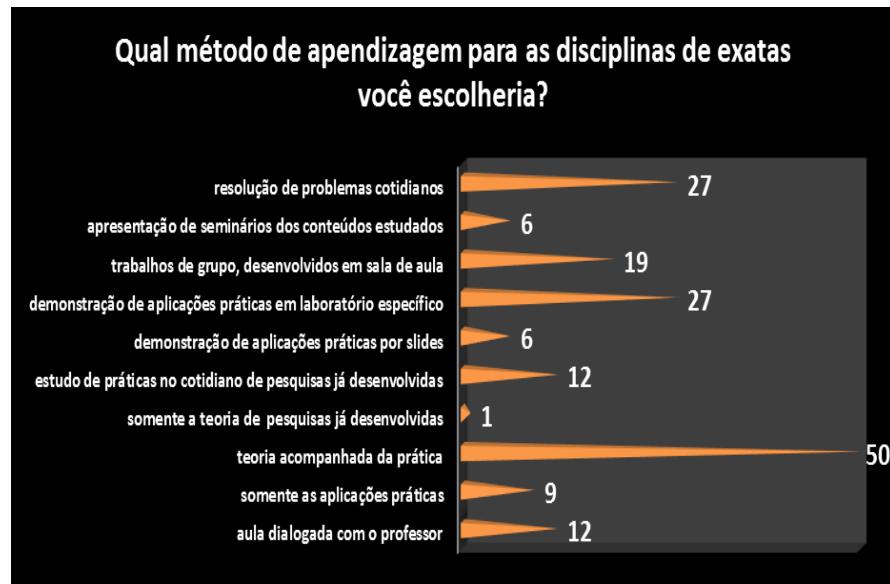


Gráfico 1 – Método de Aprendizagem

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

Um dos maiores problemas do aluno de exatas é a relação teórico-prática de suas matérias que em sua maioria presenteia os alunos com problemas que vão dos complexos aos simples no mundo da matemática. Uma aula onde apenas é apresentado o conhecimento independente de suas aplicações pode dificultar para que o aluno tenha um bom compreendimento da matéria. Até mesmo em matérias mais teóricas, como as áreas de gestão no curso de sistemas de informação, o conhecimento prático tem sua relevância para uma melhor compreensão do que se está sendo abordado. É bastante comum haver críticas com professores que leciona por meio de um *power point* contendo todo o conteúdo.

No dado apresentado, a resolução de problemas cotidianos é vista como uma forma de aproximar o aluno da realidade ao qual ele está inserido. É um método bastante interessante e que foi apontado por muitos dos entrevistados (27 alunos participantes) em conjunto com a teoria acompanhada da prática, que atingiu o número de 50 alunos que optaram por esta proposta. Vale considerar que para essa pergunta, foi possível escolher mais de uma das propostas apresentadas.

A questão dos trabalhos em grupo também é atraente em um meio que se mostra repleto de pessoas com uma personalidade bastante colaborativa, como poderemos ver nos próximos resultados.

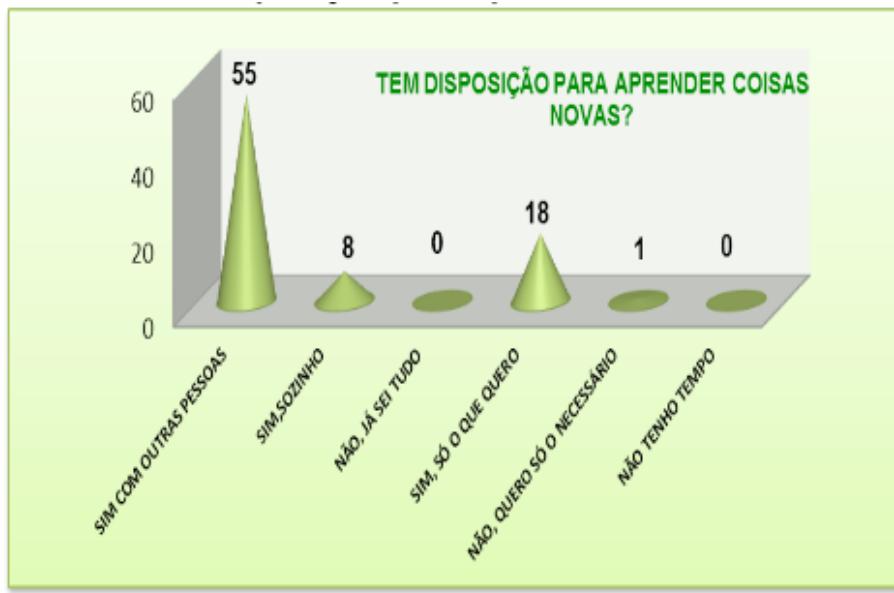


Gráfico 2 – Disposição para aprender

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

Quando perguntados sobre motivação para aprender coisas novas, a esmagadora maioria opta por aprender com outras pessoas (55 pessoas). A troca de informação se mostra indispensável nesse aspecto. Isso é o normal entre pessoas que buscam o crescimento em conjunto.

Não obstante, existem aqueles que possuem mais facilidade em construir seja o que for sem a necessidade de outras pessoas por perto, neste caso temos o número de 18 alunos que dizem só buscam aprender exatamente o que quer. É algo compreensível, embora isso afete diretamente no desenvolvimento de uma aprendizagem colaborativa.

Neste contexto, vale ressaltar que o interesse pelas ideias de outros propõe um amadurecimento natural na proposta de saber escutar e acolher o pensamento alheio.

Como pode ser observado obtivemos o resultado significativo onde a maioria dos entrevistados, aproximadamente 97,56%, correspondendo a um total de 80 sujeitos da pesquisa, mostram interesse pelas ideias de outras pessoas. Destes, vemos que 70 pessoas entrevistadas (correspondendo a 85,36%) entendem essa disposição individual como um amadurecimento pois é entendido que a troca ideias ajuda a ampliar conhecimentos e adquirir novas opiniões.

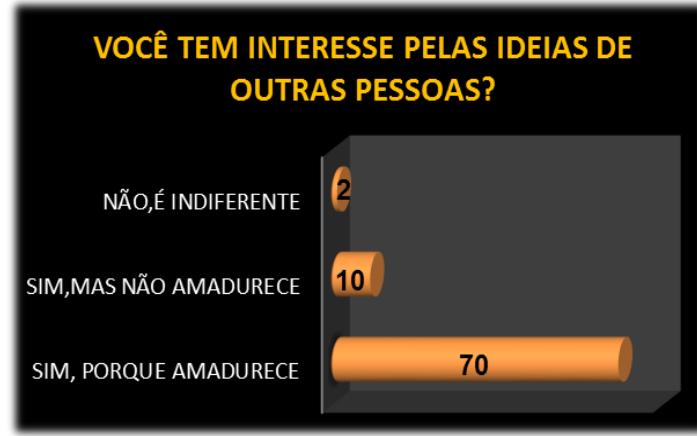


Gráfico 3 – Interesses pelas ideias de outras pessoas

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

Seguindo a linha de raciocínio deixada no dado anterior apresentado. Com exceção de duas pessoas, todos os demais possuem interesse pelas ideias de outras pessoas. Alguns motivos diversos podem ser citados, mas o que entra como relevante neste cenário é a importância dada a essas ideias, onde apenas dez pessoas não consideram importante para o seu amadurecimento pessoal.

No gráfico abaixo existe um importante fator que devemos levar em conta. Acredito que aqueles que responderam não, mas procuram ouvir, representam em sua pluralidade pessoas tímidas e que não buscam conversar e trocar ideias com outras pessoas, no entanto estão sempre atentas as informações que elas podem transmitir; são pessoas sobretudo observadoras.



Gráfico 4 – Motivação para trocas de ideias

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

Esse é um fator de suma importância quando pensamos em um processo de aprendizagem centrado no ser humano que preza pela colaboração, algo que é bem visto pela maior parte dos alunos estudados como podemos observar logo abaixo.



Gráfico 5 – Importância de uma aprendizagem colaborativa

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

Esse gráfico mostra bem a opinião do aluno com relação a atividades colaborativas; e existem muitas razões para isso. O trabalho em equipe no cenário da engenharia ou computação é essencial. Mesmo diante da visão preconceituosa que gira em torno do programador, que costuma trabalhar de forma própria, precisamos lembrar que todo produto é feito por alguém e para alguém; então o trabalho em equipe e o convívio se mostra no mínimo considerável já que desenvolvemos softwares para as pessoas.

Usar a aprendizagem colaborativa para compreender a visão do outro e, por assim, formar um senso crítico acaba tendo o mesmo sentido nesse aspecto; afinal é uma forma de entender as necessidades de quem está precisando. Neste caso, apenas 5% não acreditam que uma abordagem como essa possa ser oportuna.

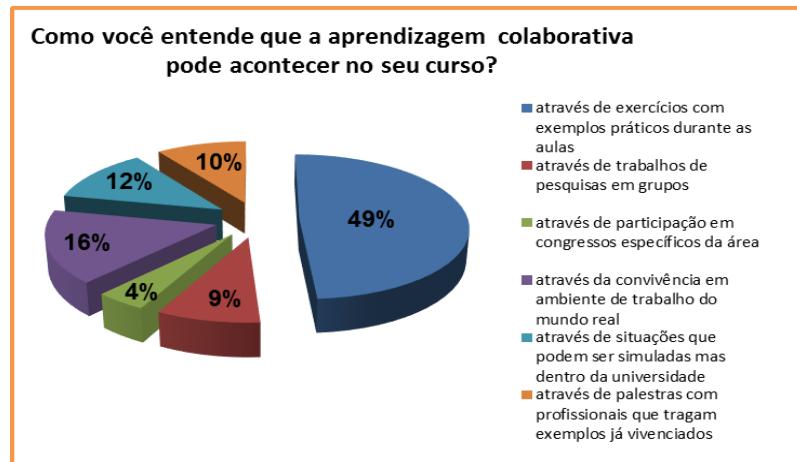


Gráfico 6 – Aprendizagem colaborativa nos cursos de exatas

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

E então voltamos ao primeiro gráfico, onde muitos sentem necessidade da união entre teoria e prática como método de ensino. A questão é que, por vezes, existe um desequilíbrio enorme na difusão do conteúdo nas disciplinas da área de exatas. É difícil para um professor balancear a sua matéria igualmente entre teoria e prática.

Muitos deles dão destaque ao conteúdo teórico, ainda que este seja o ponto em que o discente possui maior dificuldade para aprender.

Algo que deve ser de conhecimento comum é que para aprender cálculo é essencial que o aluno faça exercícios e pratique a teoria compreendida. Nesse sentido pudemos observar que 49% dos alunos entendem que a aprendizagem colaborativa acontece com esta prática cotidiana. O aluno que não tenta fazer as atividades propostas, dificilmente irá se tornar capacitado naquilo que estuda. Então, qualquer solução buscada deve ser vista como uma troca, onde o professor e o aluno se esforçam para que o conhecimento seja transmitido por completo. Esse talvez seja o maior desafio de se criar um modelo de aprendizagem que fuja dos padrões regulares.

Dando sequência na análise, logo abaixo podemos encontrar alguns gráficos com relação a palavra desafio.

No primeiro caso, o gráfico revela as opiniões dos discentes acerca dessa palavra. É um resultado que faz mais sentido em conjunto com os próximos gráficos.



Gráfico 7 – Significado de desafio

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

Interessante ressaltar que o mesmo quantitativo de alunos (30) que entendem o termo desafio como uma dificuldade a ser vencida, considera também que sentir-se desafiado provoca um estímulo para alcançar os objetivos.

Uma dúvida que podemos encontrar ao entendemos um desafio é o quanto ele será importante para o amadurecimento de quem está sendo desafiado. Nem sempre vale a pena aceitar um desafio que pode não acrescentar nada; e quando aceitamos, é extremamente necessário possuir responsabilidades.



Gráfico 8 – Aceitar desafios propostos

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

Esse pode ser o motivo principal pelo qual 29 das pessoas entrevistadas responderam que nem sempre aceitam os desafios. São os mesmos que colocam em uma balança: o quanto isso vai ser bom para mim e o quanto de esforço eu precisarei fazer para vencer esse desafio?

Quando aceitos os desafios, existem várias formas de se enfrentá-lo na busca por cumprir seus objetivos propostos.

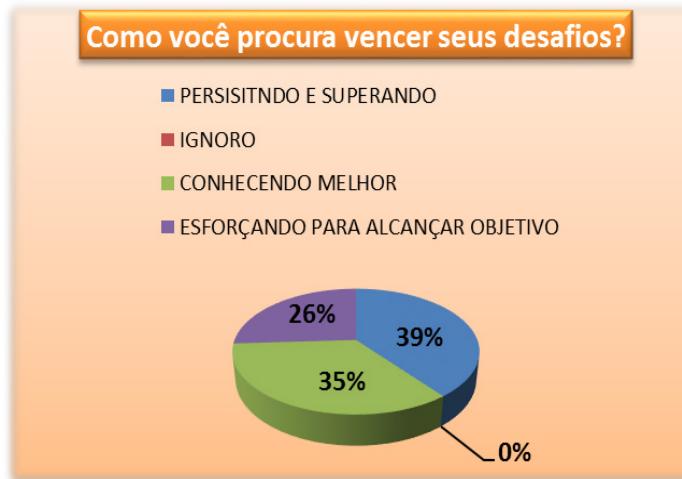


Gráfico 9 – Para vencer os desafios

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

Acolhendo este item de análise como um importante identificador de pessoas que buscam seu crescimento cognitivo com responsabilidade, vale ressaltar que 35% dos sujeitos da pesquisa buscam enfrentar seus desafios conhecendo-os melhor.

Saber que dentre todos os que foram questionados, nenhum possui tendência a ignorar os desafios no qual foram submetidos é muito bom. Mudar os moldes de aprendizagem pode ser bastante desafiador tanto por parte dos que lecionam, quando

por parte dos aprendizes. É um resultado bastante positivo para quem busca melhorar a forma de ensino através de um projeto multidisciplinar que prioriza um aprendizado personalizado conforme a demanda do aluno, fazendo com que ele cumpra o papel principal em seu processo de aprendizagem.

A última seção a ser apresentada do questionário vai de encontro as capacidades do aluno em ser protagonista do seu próprio aprendizado. Algo que é visto com bons olhos pela maior parte deles, como vemos abaixo:



Gráfico 10 – Protagonismo do discente

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

Este é um resultado positivo e muito representativo, apesar de mostrar que uma parcela dos entrevistados não entende como isso pode ser favorável no seu processo de ensino e aprendizagem. Percebemos que 21% dos sujeitos comprehende essa como uma alternativa que funcione para alguns e nem tanto para outros. O que se torna compreensível devido ao fato de que não temos nem a obrigação e nem a capacidade de agradar todo mundo. No entanto, algumas estratégias foram pensadas as quais não trouxeram resultados favoráveis para a pesquisa.

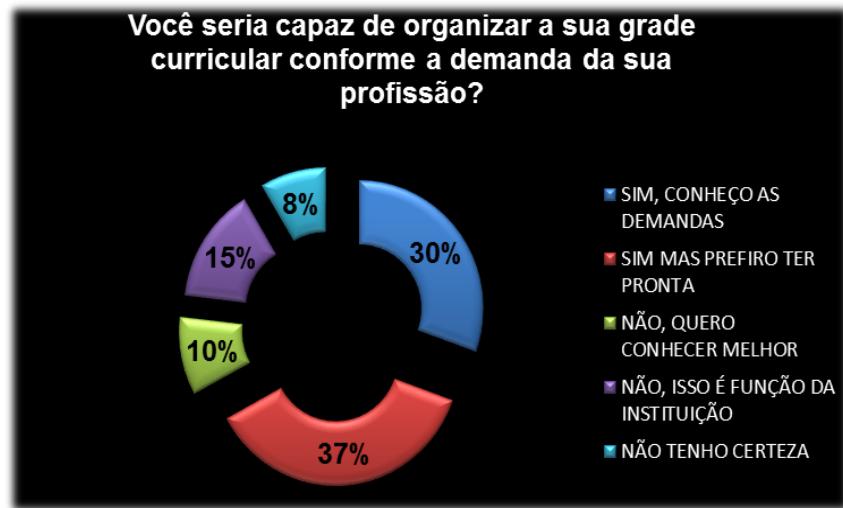


Gráfico 11 – Capacidade do discente em organizar a própria grade

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

A quantidade de pessoas que disseram não ser capaz de organizar sua própria grade(10%) é considerado muito significativo e alarmante, uma vez que deixam claro que não conhecem as exigências de sua futura profissão.

Infelizmente isso é rotineiro na vida dos estudantes que, eventualmente, passam a integrar um curso simplesmente por ver o diploma como uma obrigação, ver uma necessidade em se formar para se tornar alguém. Com isso, muitos estudam sem paixão, ou até mesmo sem tanta motivação. Conhecer as exigências do curso e ser capaz de escolher o próprio conteúdo deve ser indispensável, por mais que uma boa parte prefira passar essa responsabilidade de escolher o próprio conteúdo.

O último gráfico mostra justamente a falta de conhecimento de muitos alunos com relação ao próprio curso com alguns se considerando inaptos a escolherem o próprio conteúdo e optando assim pela orientação de alguém mais capacitado; sendo esse alguém os professores ou a própria instituição de ensino.

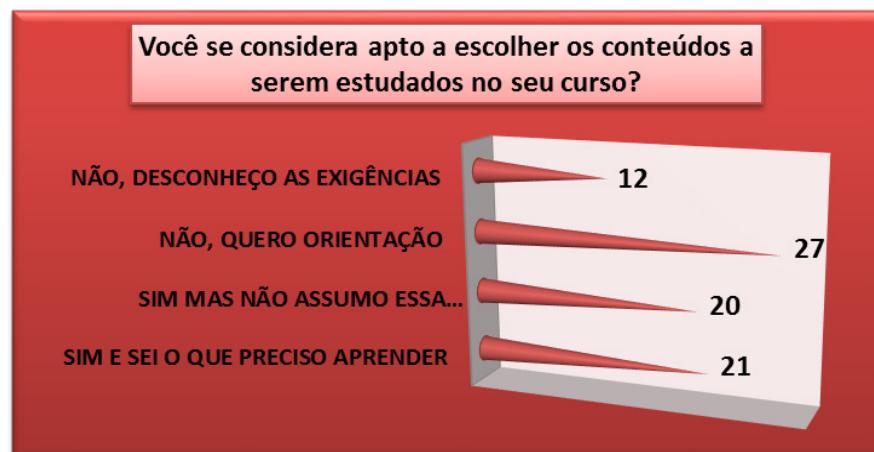


Gráfico 12 – Aptidão do discente em escolher os conteúdos do curso

Fonte: Grupo de Pesquisa 2019.1

De fato, pode ser bastante desafiador elaborar um meio de fazer com que o aluno saia do seu lugar de conforto, agindo de forma passiva, e pense de forma colaborativa; como muitos demonstraram ser capazes, no entanto, sem conhecer as possibilidades que possam fazer com que isso seja possível. Entretanto, torna-se fundamental desenvolver um método de aprendizagem que preze pelo ensinamento prático sem deixar de lado a teoria, especialmente se tratando do ensino de uma disciplina tão difícil como é o Cálculo.

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Muito tem se falado sobre a proposta de usar a abordagem *Design Thinking* no âmbito educacional. Entretanto é preciso ainda muito aprendizado e aperfeiçoamento nas práticas inovadoras do processo de ensinar e aprender de modo que se adquira uma “confiança criativa”¹.

Para pensarmos em uma nova proposta curricular, uma vez que esse tipo de abordagem metodológica não está definida dentro da tradicional estrutura acadêmica, vale ressaltar a necessidade de um rigor pedagógico que se preocupa em, juntos, docentes e discentes, compreender o que estão implantando na educação e quais as possibilidades de sua intervenção na prática do cotidiano.

Vale ressaltar que buscar referências sobre *Design Thinking*, que possam legitimar a formação e o desenvolvimento de um currículo acadêmico inteiramente contextualizado e poder coloca-lo em prática, parece ser o mais adequado.

Para além de executar novas normas curriculares vale a fundamental regra prática que está no “modo de pensar”. Sair da própria zona de conforto e enfrentar desafios pode garantir uma prática eficiente construída em bases sólidas.

É preciso que estejamos fundamentados em referências que possam reafirmar a nossa confiança criativa bem como nossa capacidade e poder de produzir transformações.

REFERÊNCIAS

ABELHEIRA, R.; MELO, A. **Design Thinking e Thinking Design: Metodologia, Ferramentas e Reflexões sobre o tema.** 1 ed. Editora Novatec, 2015.

BAZZO, W. A. **Ensino de engenharia:** novos desafios para formação docente. Tese (Doutorado em Ensino de Ciências Naturais). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

BRASIL. CNE/CES 11. Diretrizes Curriculares Nacionais do Curso de Graduação em Engenharia. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF: Ministério da Educação, 2002.

¹ KELLEY, David. How to build your creative confidence. TED TALK. TED2012. Disponível em: http://www.ted.com/talks/david_kelley_how_to_build_your_creative_confidence Acesso em 15/05/2018

BROWN, T. **Design Thinking**: uma metodologia poderosa para decretar o fim das velhas ideias. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

COOPER,R.; JUNGINGER, S.; LOCKWOOD,T. Design thinking and design management: A research and practice perspective. **Design Management Review**, v.20, n.2, p.46-55, 2009.

CROSS,N. **Designerly ways of Knowing**. Basel: Birkhäuser, 2007.

HASSI, L.; LAAKSO, M. Conceptions of Design Thinking in the design and management discourses. In: **Anais de 4th World Conference on Design Research**, IASDR 2011, Delft, Netherlands, 2011.

IDEO. **Design Thinking para educadores**. São Paulo:Instituto Instituto Educadigital, 2013. Disponível em: http://www.designthinkingforeducators.com/DT_LivroCOMPLETO_001a090.pdf Acesso em 28 abril 2015.

PLATTNER, H.; MEINEL, C.; LEIFER, L. **Design thinking research: studying co-creation in practice**. Berlin: Springer, 2012.

ROSENBERG, R.; ROGERS, C.; **A pessoa como centro**. São Paulo: Ed. Epu, 1977.

STUBER, E. **Inovação pelo Design: uma proposta para o processo de inovação através de workshops utilizando o Design Thinking e o Design Estratégico**. 2012. Dissertação (Mestrado em Design Estratégico) – Universidade Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS). São Leopoldo, 2012.

WECHSLER. S. M. A educação criativa: possibilidade para descobertas. In: CASTANHO, S.; CASTANHO, M. E. (Org.). **Temas e textos em metodologia do ensino superior**. Campinas: Papirus, 2001.

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

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

Nara Villanova Menon

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

RESUMO: A utilização de polímeros reforçados com fibras (PRF) influencia nos reforços das ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado. Este trabalho utilizou a colagem de laminados de polímeros reforçados com fibra de vidro (PRFV) em entalhes no concreto de cobrimento. Para o estudo foram realizadas análises computacionais através do software ABAQUS, que permitiram avaliar a contribuição do reforço à rigidez na ligação pré-moldada viga-pilar. Realizou-se o cálculo da estabilidade global com a nova rigidez, com o objetivo de quantificar a melhoria fornecida pela utilização do reforço. De acordo com os resultados, pode-se afirmar que com o reforço, a ligação apresentou comportamento semirrígido e adquiriu uma melhoria à flexão se comparado à estrutura articulada de concreto armado convencional. Observou-se que, ao considerar a semirrigidez que o reforço proporciona na ligação ocorreu um significativo aumento na estabilidade global da estrutura, além de uma redução considerável dos momentos fletores

na base dos pilares mais solicitados.

PALAVRAS-CHAVE: concreto pré-moldado, reforço estrutural, PRFV.

INFLUENCE OF THE BONDING OF GLASS FIBRE REINFORCED POLYMER LAMINATES (GRP) IN THE REINFORCEMENT OF BEAM-PILLAR CONNECTIONS OF PRECAST CONCRETE STRUCTURES

ABSTRACT: The use of fiber-reinforced polymers (FRP) influences the reinforcement of the beam-pillar connections in precast concrete structures. This work used the bonding of fiberglass-reinforced polymer (GFRP) laminates to indentations in the covering concrete, according to the technique known as near-surface mounted (NSM), to incorporate new resistant elements to the connection to assess the overall stability of the structure. For the study, computational analyses were performed using the ABAQUS software, which allowed the evaluation of the contribution of the reinforcement to the stiffness in the precast beam-column connection. The overall stability with the new stiffness was then calculated to quantify the improvement provided by the use of the reinforcement. According to the results, it can be stated that with the reinforcement, the bonding presented semi-rigid behavior and acquired an improvement in flexion compared to the conventional reinforced concrete articulated

structure. It was observed that when considering the semi-rigidity that the reinforcement provides in the connection, a significant increase in the overall stability of the structure occurred, as well as a considerable reduction of the bending moments at the base of the most requested columns.

KEYWORDS: precast concrete, structural reinforcement, GR

1 | INTRODUÇÃO

A construção civil no Brasil é um setor que vem se desenvolvendo muito nos últimos anos e, juntamente a isso, a busca por prazos cada vez menores na construção aumentou, fazendo com que o setor procure novas soluções para atender a essa velocidade. Desta forma, surge o conceito de industrialização da construção civil. A industrialização e racionalização dos processos da construção civil já deixaram de ser tendência, para se tornar uma realidade, a qual oferece um ganho de qualidade e velocidade na produção.

De acordo com Fonseca (2007), o caminho para a racionalização da construção civil é o uso da técnica do pré-moldado. Porém, o potencial desta técnica é ainda pouco explorado. Segundo Ordóñez et al (1974), a influência das ligações na construção de concreto pré-moldado é tão grande que alguns especialistas afirmam que essa dificuldade de projeto e ligação é que tem impedido a substituição do uso dos métodos construtivos convencionais pelo sistema construtivo em concreto pré-moldado.

A estabilidade global de estruturas pré-moldadas sofre grande influência de suas ligações, o qual deixa o uso do concreto pré-moldado em edificações de múltiplos pavimentos em desvantagem pois, com o objetivo de garantir a estabilidade global em edificações pré-moldadas, utiliza-se elementos com dimensões mais robustas. Para edificações de pequena altura, essa solução é economicamente plausível. Contudo, para edifícios de múltiplos pavimentos, a estabilidade global não pode ser garantida apenas com pilares de dimensões mais avantajadas, tornando a estrutura inviável do ponto de vista econômico.

A utilização de ligações não articuladas viabiliza a utilização de concreto pré-moldado, pois reduz os custos à medida que as dimensões dos pilares diminuem. Porém o enrijecimento das ligações torna o processo de construção em concreto pré-moldado mais demorado, sendo que a velocidade desse sistema construtivo é uma de suas grandes vantagens comparada a outros sistemas (MIGLIORE, 2005)

Segundo Fonseca (2007), diante deste cenário, a utilização do polímero reforçado com fibra de vidro como reforço, através da técnica NSM (Near Surface Mounted), de ligações viga-pilar torna-se uma solução muito atrativa à primeira vista para que o concreto pré-moldado se torne uma alternativa para as construções de edifícios de múltiplos pavimentos. Sua execução rápida e simples permitiria o estabelecimento de continuidade à flexão nas ligações sem prejuízo à principal característica e vantagem do sistema em concreto pré-moldado: a velocidade.

Diante do aspecto promissor da técnica, decidiu-se avaliar neste artigo sua eficiência no incremento de estabilidade global da estrutura a partir do aumento da resistência à flexão de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado. Duas aplicações podem ser exploradas: como reforço ou como recurso de projeto de novas estruturas.

Uma vez constatada sua eficiência, o reforço de ligações viga-pilar em concreto pré-moldado serviria para a reabilitação de estruturas em concreto pré-moldado que apresentassem comportamento global insatisfatório com relação a deslocamentos laterais excessivos. Além disso, poderia também aumentar a versatilidade das estruturas, viabilizando reformas e ampliações. Já do ponto de vista de novos projetos, o reforço de PRF se prestaria ao dimensionamento de elementos mais esbeltos, afim de viabilizar o emprego do sistema construtivo de concreto pré-moldado em edifícios de múltiplos pavimentos. No presente artigo deu-se enfoque aos polímeros reforçados com fibras de vidro (PRFV), sendo este um material mais dúctil e mais econômico que o polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC).

2 | COMPÓSITOS DE PRF

De acordo com Menon (2008), o uso de materiais compostos de PRF, ou fiber reinforced polymers (FRP), iniciou-se na indústria naval, aeroespacial e automobilística na década de 30. Já as tentativas de uso do PRF para reforçar elementos de concreto foram realizadas a partir de 1950, e a primeira comercialização de PRF para concreto deu-se em 1970.

A nível mundial, o uso de materiais compostos de PRF passou a ser estudado por motivos específicos em algumas regiões: no Japão, por interesse na pré-fabricação e reforço a sismos; na América do Norte motivada pela solução de problemas de durabilidade de pontes, e na Europa, visando a reabilitação e preservação de patrimônios históricos. (JUVANDES, 1999)

A Figura 1 mostra um gráfico comparativo das características mecânicas e físicas do PRF com materiais tradicionais, como o aço e o alumínio, muito utilizados na construção civil.

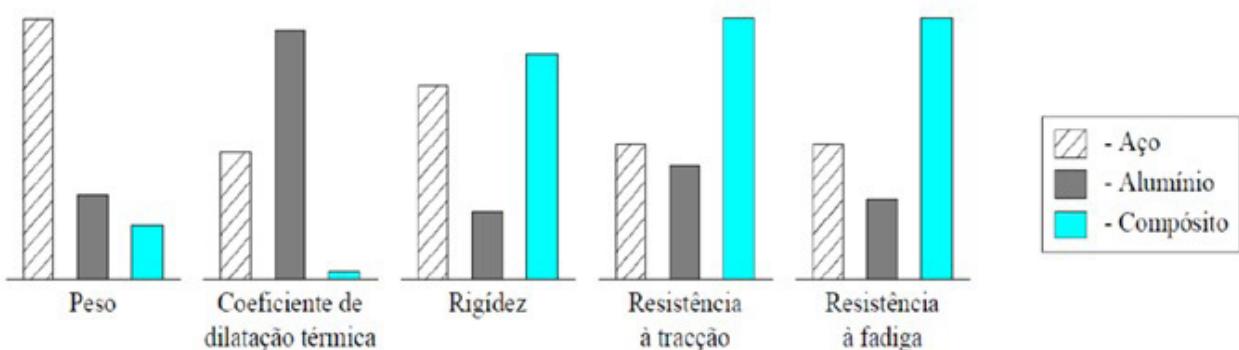


Figura 1 – Comparação entre Compósito de PRF e aço e alumínio

Fonte: Taly (1998), apud Juvandes (2002)

Os compósitos abordados no presente artigo são constituídos por fibras envoltas em uma matriz polimérica. E as fibras mais utilizadas no ramo da engenharia civil são as fibras de aramida, de carbono e de vidro que, a partir dessas, constroem-se os respectivos reforços denominados AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymer), CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) e GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer).

De acordo com Micali (2010) as fibras de vidro são o material mais utilizado como reforço de compósitos e possuem muitos aspectos positivos, como o baixo custo, alta resistência à tração, baixo coeficiente de dilatação térmica, entre outras.

No reforço de estruturas de concreto, a colagem externa de mantas e laminados pré-fabricados de PRF já são técnicas consolidadas e possuem recomendação internacional como FIB (2001) e ACI 440.2R-02 (2002), porém apresentam algumas desvantagens como, sensibilidade a temperaturas elevadas, pouco acréscimo de rigidez no elemento reforçado, entre outras. (FORTES, 2004)

Uma técnica recente que soluciona essas questões é a colagem de laminados em entalhes realizados no concreto de cobrimento, mais conhecida como NSM (Near Surface Mounted), a qual faz com que o reforço fique mais protegido com relação ao fogo, raios ultravioletas e outras ações que possam degradar o material. Além disso, essa técnica não altera as dimensões iniciais do elemento.

3 | LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO

As ligações são as principais partes no projeto de uma estrutura pré-moldada, tanto para a produção da estrutura, quanto para o comportamento final da mesma. Ao mesmo tempo que as estruturas em concreto pré-moldado apresentam facilidade de execução de seus elementos, o sistema enfrenta um problema ao realizar as ligações dos mesmos. De acordo com El Debs (2000), as ligações têm extrema importância no comportamento da estrutura que, ao se executar ligações simples, pode acarretar em estruturas mais solicitadas ao momento fletor. Por outro lado, as ligações que

tendem a reproduzir o comportamento de estruturas monolíticas, ou seja, que ocorra a transmissão de momentos fletores entre os elementos, requerem mais trabalho, reduzindo assim as vantagens do sistema construtivo em concreto pré-moldado. Segundo Fonseca (2007), como a velocidade é uma das principais vantagens do concreto pré-moldado, a opção por ligações simples passa a ser mais conveniente, porém, restringe a escolha do sistema em concreto pré-moldado a edificações de pequena altura, com limite referencial de 12 metros.

Acima dessa altura, as ações laterais passam a ser mais significativas, os momentos fletores nas bases dos pilares se tornam elevados e suas seções injustificáveis do ponto de vista econômico. O autor ainda afirma que o desenvolvimento de ligações resistentes à flexão e de execução simples ainda é um desafio. A dificuldade de execução de uma ligação mais rígida se deve à necessidade de se realizar a ligação tanto do concreto como do aço.

É prática comum em escritórios de projeto a especificação de ligações rígidas ou articuladas idealizando que estas sejam capazes de permitir ou, no caso das ligações rígidas, restringir por total das rotações entre as peças. Porém, de acordo com Miotto (2002), as ligações em geral não se comportam da forma considerada na análise estrutural. O autor ainda afirma que as ligações classificadas como articulações frequentemente possuem uma certa rigidez à flexão e resistência. E as classificadas como rígidas podem apresentar deformações à flexão e ao cisalhamento de maneira considerável. Sendo assim, as ligações entre elementos pré-moldados são denominadas semirrígidas por apresentarem uma certa deformabilidade quando solicitadas. A concepção de cálculo usualmente adotada pode ser efetiva para uma grande parcela de estruturas de concreto pré-moldado, mas seguramente não é a mais econômica. Por isso, o estudo do incremento de rigidez na ligação viga-pilar pode levar a uma considerável economia para as estruturas pré-moldadas. Esse incremento pode ser definido pelo parâmetro fator de restrição α_R , conforme Figura 2, que segundo a norma ABNT NBR 9062/2017, se dá pela razão entre a rotação da extremidade do elemento θ_1 e a rotação combinada do elemento e da ligação, θ_2 , devido ao momento de extremidade.

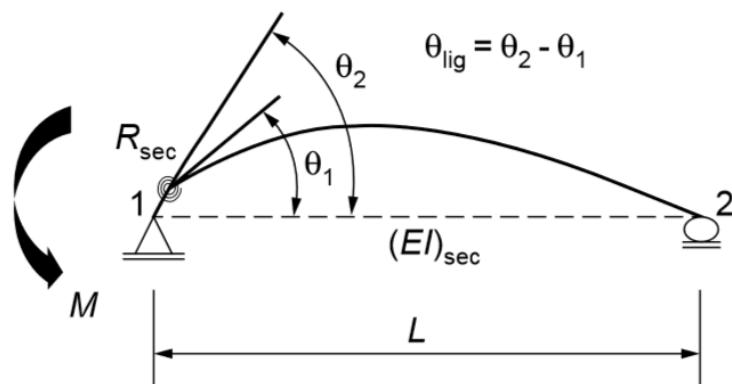


Figura 2 - Fator de restrição à rotação

O fator de restrição varia de 0 a 1, e pode ser calculado em função do fator de rigidez relativa entre a rigidez da ligação e a rigidez do elemento por ela conectado, conforme a equação 1 a seguir:

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3(EI)_{SEC}}{R_{SEC} L_{EF}} \right]^{-1} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

- R_{SEC} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar;
- $(EI)_{SEC}$ é a rigidez secante da viga considerada na análise estrutural;
- L_{EF} é o vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga;
- θ_1 é a rotação da viga;
- θ_2 é a rotação combinada da viga e da ligação;

A rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar é definida pela relação momento-rotação. De acordo com a norma NBR 9062/2017, a resposta não linear das ligações pode ser feita com base na análise linear, utilizando a rigidez secante R_{sec} , conforme mostrado na Figura 3 a seguir:

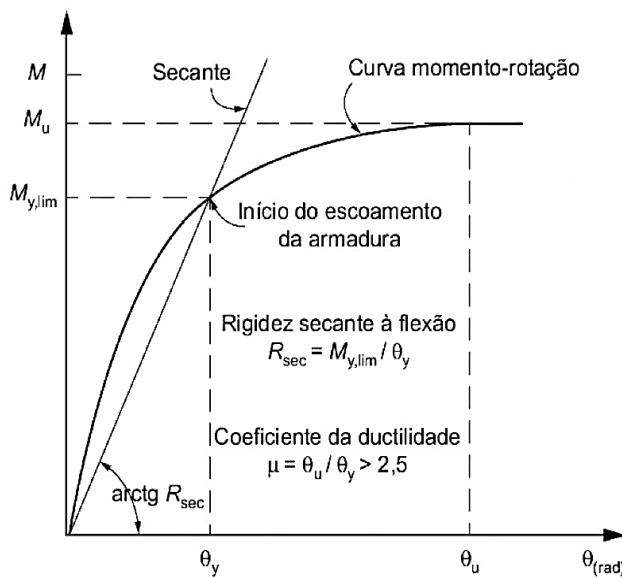


Figura 3 – Curva momento-rotação

Fonte: ABNT NBR 9062 (2017)

A partir do conceito do fator de restrição, Tabela 1, Ferreira et al (2002)

apresentaram uma proposta de classificação das ligações semirrígidas de estruturas pré-moldadas em cinco zonas diversas.

Zonas	Fator de restrição α_R	Classificação das Ligações
Zona I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	Articuladas
Zona II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,40$	Semirrígidas com Restrição Baixa
Zona III	$0,40 \leq \alpha_R < 0,67$	Semirrígidas com Restrição Média
Zona IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	Semirrígidas com Restrição Alta
Zona V	$0,86 \leq \alpha_R < 1$	Perfeitamente Rígidas

Tabela 1 – Classificação das Ligações Semi-Rígidas em Estruturas Pré-Moldadas

Fonte: FERREIRA et al.(2002)

4 | ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS

De acordo com Ferreira et al (2005), nas estruturas em concreto pré-moldado, com ligações articuladas, a estabilidade global depende da rigidez dos pilares em balanço, os quais estão engastados na base, e também do grau de rigidez da ligação viga-pilar. Para El Debs (2000) ao se analisar a estabilidade global de uma estrutura pré-moldada, pode-se empregar os mesmos procedimentos das estruturas de concreto moldado no local. Realmente, após a montagem, a particularidade das estruturas de concreto pré-moldado em relação às estruturas de concreto moldado no local consiste no emprego de articulação ou ligações com certa deformabilidade, que podem ser consideradas nos procedimentos de verificação da estabilidade global. No caso de se empregar ligações praticamente rígidas não existem diferenças em relação ao caso das estruturas de concreto moldado no local.

Para se analisar a rigidez dos elementos, deve-se adotar métodos simplificados para tal, e um deles é o coeficiente $\gamma_z\gamma_z$, o qual é válido para a análise da instabilidade da estrutura, que é determinado a partir dos resultados de deslocamento de primeira ordem, considerando o efeito das ligações semirrígidas na estrutura pré-moldada. (NBR 9062, p.14).

O valor do coeficiente $\gamma_z\gamma_z$ é dado pela equação 2 a seguir:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento referente ao pilar equivalente da estrutura analisada;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem.

Caso o valor de γ_z seja menor que 1,10, não há necessidade de consideração de efeitos de segunda ordem.

5 | MODELAGEM E ANÁLISE NUMÉRICA – ESTUDO DE CASO

Para o estudo da melhoria da estabilidade global da estrutura a partir do aumento da rigidez da ligação viga-pilar com reforço de PRFV, utilizou-se os softwares de análise estrutural Simulia Abaqus 6.12 e o software SAP2000.

Primeiramente, modelou-se um pórtico em concreto armado pré-moldado de um pavimento, com 3 metros de altura, com vão de 5 metros entre eixos de pilares. Os pilares possuíam seção de 20x40cm com dente gerber e a viga seção de 20x50 cm, também com dente gerber, simplesmente apoiada. Toda a estrutura foi dimensionada com um $f_{ck}=25$ MPa.

Para a malha utilizada no elemento sólido 3D de concreto foram utilizados elementos C3D8R (elemento de oito nós tipo “brick” com integração reduzida). Já para as armaduras longitudinais de aço CA-50 foram modeladas por meio do elemento WIRE 3D com elemento do tipo TRUSS com 2 nós (T3D2). Para a interação do concreto com o aço, utilizou-se a função “Constraint” como região embutida (Embedded region). Como é possível ver na Figura 4 a seguir:

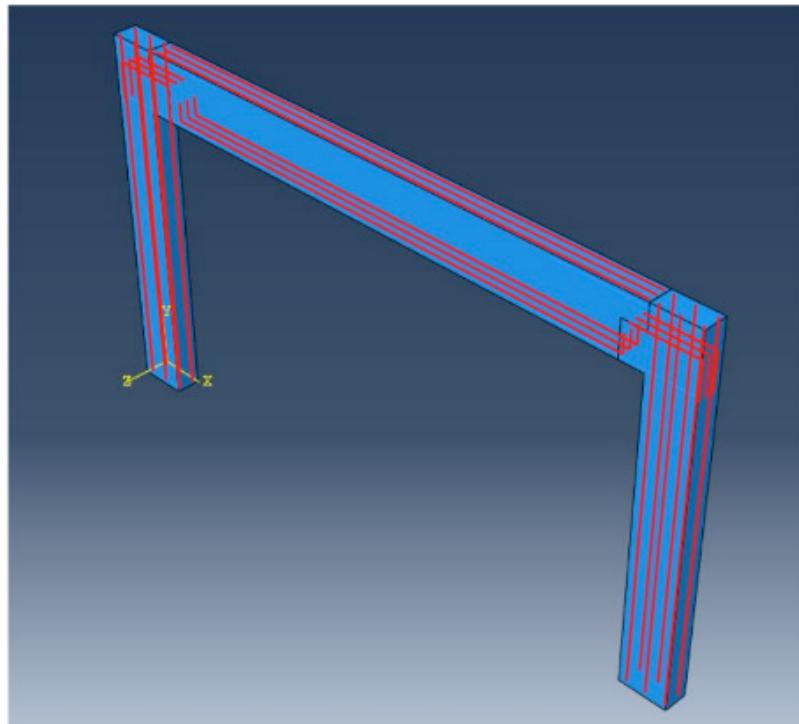


Figura 4 – Pórtico modelado no ABAQUS

Fonte: Soares (2018)

Em seguida, realizou-se o reforço das ligações viga-pilar com laminados de PRFV, as quais também foram modeladas por meio do elemento WIRE 3D com elemento do tipo TRUSS com 2 nós (T3D2), de acordo com o esquema a seguir:

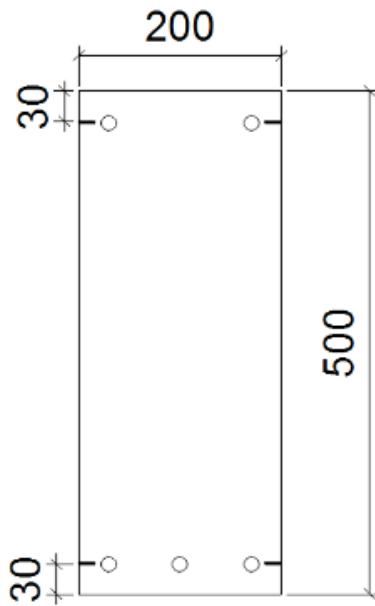


Figura 5 – Viga reforçada com laminado de PRFV

Fonte: Soares (2018)

As ações utilizadas na análise estrutural seguiram as prescrições da norma ABNT

NBR 6120/1980 estão descritas na Tabela 2 a seguir:

Nome	Valor	Tipo
Peso próprio da laja alveolar h=15cm	2,40 kN/m ²	Ação Permanente (g)
Peso próprio capeamento h=5cm	1,50 kN/m ²	Ação Permanente (g)
Peso próprio revestimento	1,50 kN/m ²	Ação Permanente (g)
Peso próprio alvenaria	2,70 kN/m	Ação Permanente (g)
Sobrecarga utilização	5,00 kN/m ²	Ação variável (q)
Vento	0,80 kN/m ²	Ação variável (w)

Tabela 2 – Ações utilizadas na análise estrutural

A combinação das ações foi feita de acordo com as recomendações da norma brasileira NBR 6123/1988, e é mostrada a seguir:

$$F_d = 1,4 \cdot g + 1,4 \cdot q + 1,4 \cdot 0,6 \cdot w \quad (\text{Equação 3})$$

A partir disso, foram encontrados os resultados referentes à rotação da estrutura, a fim de encontrar o fator de restrição da ligação viga-pilar, as figuras 6 e 7 a seguir, mostram as armaduras deformadas com e sem o reforço da ligação.

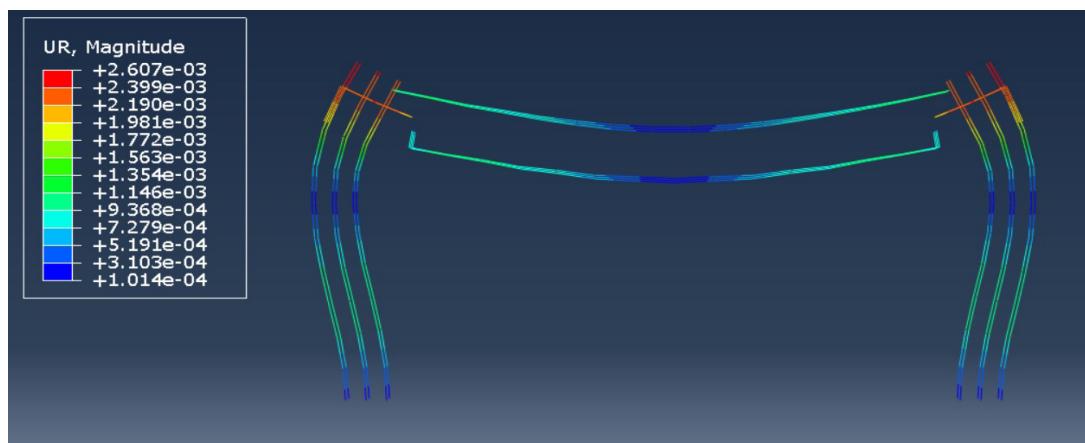


Figura 6 – Rotação do pórtico articulado

Fonte: Soares (2018)

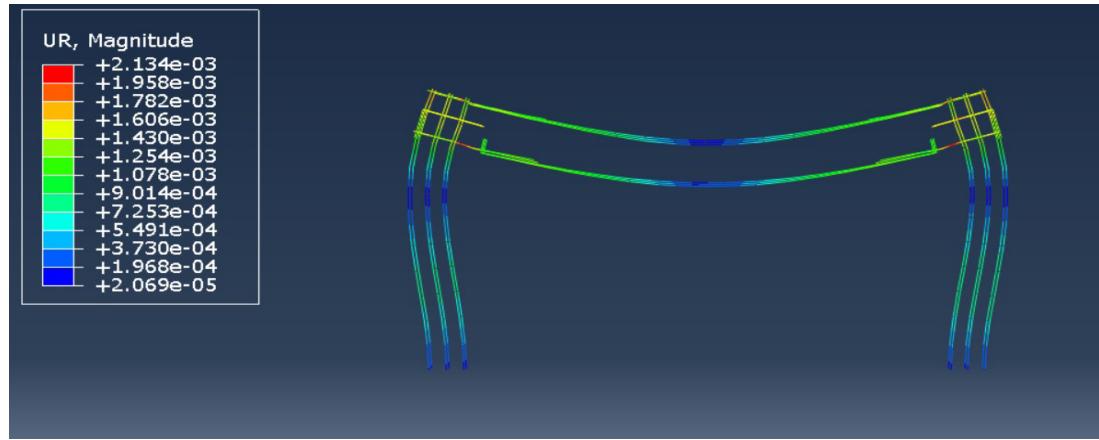


Figura 7 – Rotação do pórtico com ligação reforçada

Fonte: Soares (2018)

A partir dos resultados, foi possível perceber uma redução da rotação da estrutura e consequentemente um aumento no fator de restrição. Os valores de rotação, fator de restrição e o R_{sec} calculado, estão listados na Tabela 3.

	θ_1 (rad)	θ_2 (rad)	$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2}$	R_{sec} (kN.m/rad)
Ligação simplesmente apoiada	$7,279 \times 10^{-4}$	$2,19 \times 10^{-3}$	0,33	12.929,11
Ligação reforçada com PRFV	$1,43 \times 10^{-3}$	$2,134 \times 10^{-3}$	0,67	53.295,5

Tabela 3 – Rotação do pórtico com ligação reforçada

Fonte: Soares (2018)

Em seguida, modelou-se um pórtico de três pavimentos, com 9 metros de altura total, e com vãos de 5 metros, no software de análise estrutural SAP2000 conforme a situação esquemática da Figura 8:

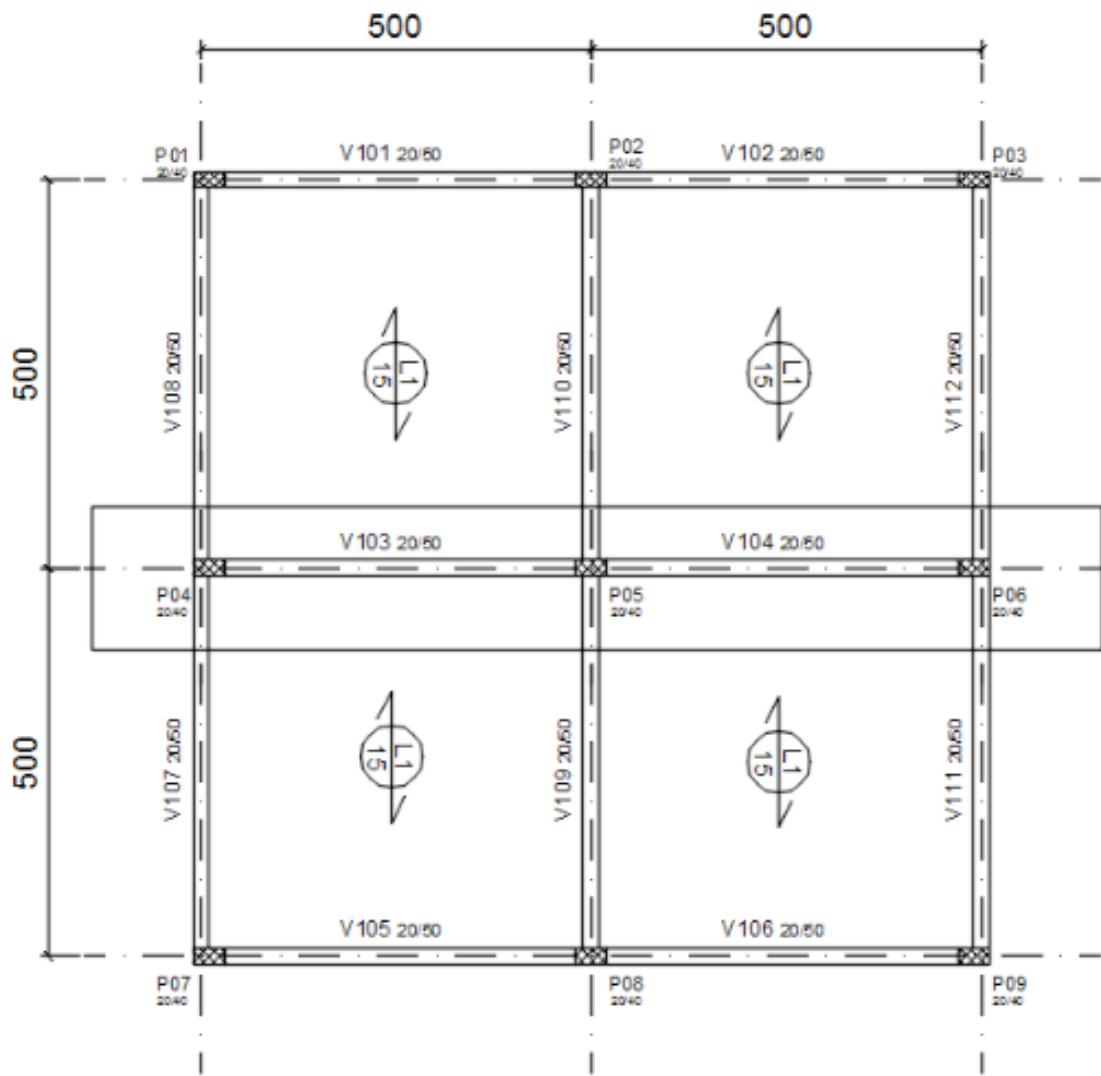


Figura 8 – Planta baixa do pórtico a ser analisado

Fonte: Soares (2018)

As propriedades e dimensões dos elementos, além das sobrecargas, foram as mesmas utilizados no software ABAQUS. A comparação entre os diagramas de momento fletor entre o pórtico com ligação articulada e o pórtico com ligação reforçada com barras de PRFV estão expostas na Figura 9.

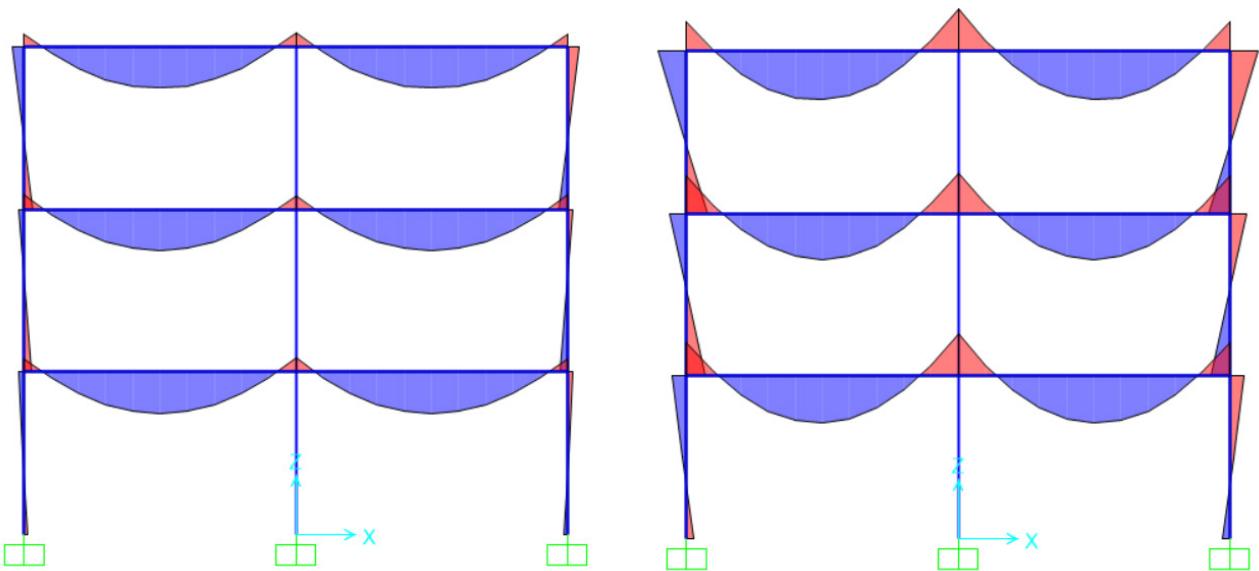


Figura 9 – Diagrama de momento fletor com $\alpha_R = 0,33$ e com $\alpha_R = 0,67$

Fonte: Soares (2018)

A análise estrutural no SAP2000 apresentou uma diminuição no coeficiente da estabilidade global γ_z ao se aumentar o coeficiente de restrição, através do R_{SEC} . O coeficiente de instabilidade γ_z passou de 1,10, para o pórtico onde a ligações viga-pilar estão simplesmente apoiadas, para 1,06 para o pórtico com o reforço de PRFV nas ligações. Também verificou-se uma redução de 20% no valor do momento fletor atuante na base do pilar central.

6 | CONCLUSÃO

No presente artigo, estudou-se o desempenho estrutural de um edifício de pequena altura em função da variação do grau de rigidez da ligação viga-pilar devido ao reforço da mesma com laminados de PRFV (polímero reforçado com fibra de vidro). A partir dos resultados encontrados, nota-se uma considerável melhoria na estabilidade global da estrutura, na diminuição do momento fletor na base do pilar intermediário em 20%, redução dos deslocamentos horizontais do pórtico e redistribuição de esforços. Em consequência dos resultados obtidos, é possível reduzir a seção dos pilares, trazendo economia para o sistema construtivo.

Porém, vale ressaltar que o estudo foi realizado a partir de simulações numéricas, que devem ser validados por estudos experimentais para que seja possível afirmar o aspecto promissor do uso da técnica NSM com laminados de PRFV no reforço de ligação viga-pilar de concreto pré-moldado.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6120: Cargas para o cálculo de

estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. 6 p.

_____. **ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988. 66 p.

_____. **ABNT NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** Rio de Janeiro, 2006.86 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 440. **ACI 440.2R-02:** Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, 2002.

EL DEBS, M.K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações.** São Carlos. Escola de Engenharia de São Carlos/USP – projeto REENGE, 2000.

FEDERATION INTERNATIONAL DU BETON. FIB: **Externally bonded FRP reinforcement for RC structures – Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures.** CEB-FIP-group 9.3, Stuttgart, 2001.

FERREIRA, M.A.; EL DEBS, M.K.; ELLIOTT, K.S. (2002). **Modelo Teórico para Projeto de Ligações Semi-Rígidas em Estruturas de Concreto Pré-Moldado.** In: Anais do 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, Belo Horizonte, MG. Anais. São Paulo: IBRACON.

FERREIRA, M.A. et al (2005). **Estabilidade Global De Estruturas Pré-Moldadas : Efeito Das Ligações Semi-Rígidas.** 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado (Vol. 1).

FONSECA, T. C. C. S. **Reforço e incremento da rigidez à flexão de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC).** 2007. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FORTES, A.S. **Estruturas de concreto submetidas à flexão reforçadas com laminados de PRFC colados em entalhes.** 2004. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

JUVANDES, L. F. P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”.** 1999. Tese (Doutorado), Universidade do Porto, Porto – Portugal, 1999.

MENON, N.V. **Estudo Experimental de Sistemas de Reforço ao Cisalhamento em Vigas de ConcretoArmado Utilizando-se Polímero Reforçado com Fibras de Carbono (CFRP).** Tese Doutorado em Estruturas 327f. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, 2008.

MICALI, R. M. **Análise Teórica de Vigas Pré-Moldadas de Concreto com Armadura de Aço e de Polímero Reforçado com Fibra de Vidro em Meio Altamente Agressivo.** 2010. 150f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

MIGLIORE JUNIOR, A. R. **Edifício Pré-moldado com Ligação Rígida.** In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1.; 2005, Anais de Congresso, São Carlos. 2005.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor.** 2002. 263f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

ORDÓÑEZ, J. A. F.; **Prefabricación: teoría y práctica.** Barcelona, Editores Técnicos Associados. 1974.

SOARES, J. P. C. 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, VIII Seminário de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, UEM, Maringá, Paraná , ISSN -2237-8219 22/10 a 14/11/2018.

MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO: UM ESTUDO SEMI PROBABILÍSTICO E SEUS DESDOBRAMENTOS

Ana Carolina Carius

Universidade Católica de Petrópolis, Centro de
Engenharia e Computação
Petrópolis, Rio de Janeiro

Leonardo de Souza Corrêa

Universidade Católica de Petrópolis, Centro de
Engenharia e Computação
Petrópolis, Rio de Janeiro

Vinícius Costa Furtado da Rosa

Universidade Católica de Petrópolis, Centro de
Engenharia e Computação
Petrópolis, Rio de Janeiro

Alex Justen Teixeira

Universidade Católica de Petrópolis, Centro de
Engenharia e Computação Petrópolis, Rio de
Janeiro

de um traço de concreto com resistência característica (f_{ck}) de 40 MPa, com o qual foram realizados ensaios para determinação do módulo de elasticidade tangente (E_{ci}), além de ensaios que garantissem o valor da resistência a compressão indicado. Os ensaios para a obtenção do módulo de elasticidade foram realizados de acordo com a norma ABNT NBR 8522 (2017). Concluiu-se que, como o módulo de elasticidade do concreto recebe influência da resistência à compressão, que obedece a uma distribuição probabilística, e desta forma, não se deve manter o cálculo do módulo de elasticidade do concreto de forma determinística.

PALAVRAS-CHAVE: Módulo de elasticidade; concreto; probabilidade; comportamento semi probabilístico.

**CONCRETE MODULUS OF ELASTICITY:
A SEMI PROBABILISTIC STUDY AND ITS
CONSEQUENCES**

ABSTRACT: The present work aims to present a study of the compressive strength behavior of the concrete, considering that the concrete is a composite material and, therefore, admits significant variability and semi probabilistic behavior. From this conclusion, it is conjectured that the modulus of elasticity of the concrete also has a semi probabilistic behavior, diverging from the norms ABNT NBR 6118 (2014), which

RESUMO: O presente trabalho tem por objetivo apresentar um estudo do comportamento da resistência à compressão do concreto, considerando que o concreto é um material compósito e, sendo assim, admite variabilidade significativa e comportamento semi probabilístico. A partir desta conclusão, conjectura-se que o módulo de elasticidade do concreto possui, também, um comportamento semi probabilístico, divergindo da norma ABNT NBR 6118 (2014), a qual considera o módulo de elasticidade a partir de cálculos determinísticos. A metodologia da pesquisa envolveu a escolha

consider the modulus of elasticity from deterministic calculations. The research methodology involved the selection of a concrete trait with characteristic strength (f_{ck}) of 40 MPa, with which tests were carried out to determine the tangential elasticity modulus (E_{ci}), in addition to tests that guarantee the value of the compressive strength indicated. The tests to obtain the modulus of elasticity were performed according to ABNT NBR 8522 (2017). It was concluded that as the modulus of elasticity of the concrete is influenced by the compressive strength, which obeys a probabilistic distribution, and in this way, the calculation of the concrete modulus of elasticity of the concrete must not be maintained deterministically.

KEYWORDS: Modulus of elasticity; concrete; probability; semiprobabilistic behavior

1 | INTRODUÇÃO

De acordo com Hibbeler (2010), vigas são elementos delgados que suportam carregamentos aplicados perpendicularmente a seu eixo longitudinal. Em virtude de sua ampla aplicabilidade na composição de elementos estruturais, as vigas são consideradas as partes mais importantes em elementos estruturais.

As vigas podem ser classificadas de acordo com o modo como as mesmas são apoiadas. Dentre os principais tipos de apoio, destacamos: viga simplesmente apoiada, que é aquela suportada por um apoio fixo em uma extremidade e um apoio móvel na outra extremidade; viga em balanço, que é engastada em uma extremidade e livre na outra e viga apoiada com extremidade em balanço, que é a viga na qual uma ou ambas as extremidades ultrapassam livremente os apoios (HIBBELER, 2010).

Considerando como ponto de partida para este estudo uma viga bi apoiada, o objetivo deste trabalho foi analisar a deflexão de uma viga biapoiada. Para tanto, define-se o conceito de linha elástica. Para Hibbeler (2010), **linha elástica** corresponde ao diagrama da deflexão do eixo longitudinal que passa pelo centroide de cada área da seção transversal da viga.

O modelo matemático que descreve a linha elástica inclui, em sua formulação, a contribuição do módulo de elasticidade ou módulo de Young. Por definição, o módulo de elasticidade é a razão entre a tensão aplicada sobre um corpo e a deformação específica sobre o corpo. Para os materiais idealizados por Robert Hooke, verifica-se uma proporcionalidade entre a força aplicada e a deformação verificada. No entanto, o concreto não mantém esta proporcionalidade, variando-se o módulo de elasticidade de acordo com a carga aplicada (PACHECO et. al, 2014). Desta forma, consideramos, primeiramente, dois tipos de módulo de elasticidade: módulo de elasticidade estático e módulo de elasticidade dinâmico. Em geral, o módulo de elasticidade é obtido através de métodos experimentais, uma vez que diversos fatores afetam o valor para o mesmo, tais como: o tempo de cura do concreto, a temperatura da cura, proporções da mistura e propriedades dos agregados, destacando-se a proporção água/cimento, tamanho e forma do corpo de prova, entre outros (DIÓGENES et. al, 2011).

A proposta inicial da pesquisa era estudar o comportamento da linha elástica que define a deflexão de uma viga bi apoiada, considerando-se carregamento pontual localizado na metade do comprimento da viga, a partir de um modelo matemático que não considerasse o módulo de elasticidade para o concreto como uma constante. Diante desse panorama, iniciou-se um estudo sobre o comportamento do módulo de elasticidade do concreto do ponto de vista probabilístico.

Segundo MEHTA e MONTEIRO apud DE MARCHI (2008), o módulo de elasticidade pode ser definido como a relação entre a tensão aplicada e a deformação instantânea dentro de um limite de proporcionalidade do material. Em alguns casos, este limite é simplesmente adotado por uma norma que padroniza o ensaio, como acontece na norma brasileira.

O concreto é um material compósito, cujas características de suas ligações químicas são semelhantes a materiais cerâmicos, sendo um material heterogêneo e multifásico. A fração volumétrica, a densidade e o módulo dos principais componentes, além de características da zona de transição na interface determinam o comportamento elástico do concreto (DE MARCHI, 2011).

O concreto é composto pela mistura de dois materiais bem distintos: o agregado, que é o material rígido e a pasta de cimento, que é um material poroso e flexível. Consequentemente o módulo de elasticidade do conjunto é a resultante da interação destas duas fases. De acordo com Neville (1997), o comportamento do concreto pode ser descrito de forma intermediária entre o comportamento do agregado e da pasta de cimento, conforme mostra a Figura 1.

Neville (1997) justifica o comportamento não-linear da curva do concreto no gráfico tensão X deformação pelo fato de que, mesmo antes de sofrer a aplicação de carga na compressão, o concreto possui microfissuras, principalmente na zona de transição entre os agregados e a pasta de cimento. Essas microfissuras evoluiriam inicialmente dentro da zona de transição com a aplicação da carga, se tornando estáveis até 30% da resistência à compressão do concreto. Com solicitações acima de 70% da resistência à compressão, as fissuras se propagariam através da pasta de cimento. Neville (1997) destaca, ainda, que a retração autógena da pasta de cimento que o constitui não depende da ação de cargas sobre ele. Desta forma ocorrem retracções e deformação do material como um todo.

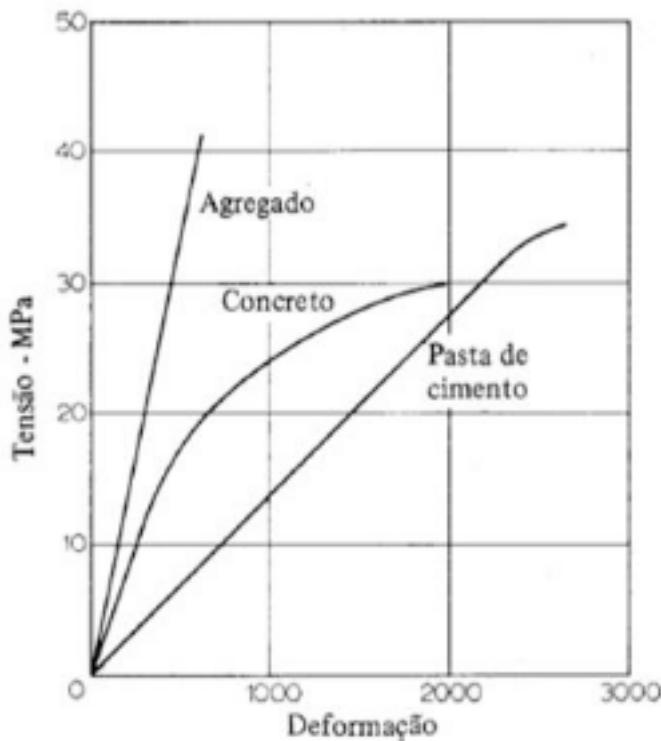


Figura 1 - Gráfico tensão X deformação para concreto, pasta de cimento e agregado.
(NEVILLE, (1997)).

A partir do comportamento apresentado pelo concreto para os ensaios de compressão, modificando a relação tensão x deformação, o presente trabalho objetivou o estudo do módulo de elasticidade para concreto convencional, tomando-se, como base, um traço de resistência a compressão de 40 MPa. Foram confeccionados 47 corpos de prova cilíndricos, de acordo com a norma ABNT NBR 5738 (2014) e rompidos de acordo com a norma ABNT 5739 (2007). Utilizou-se o tempo de cura de 7, 14 e 28 dias para os ensaios de resistência à compressão e 60 dias para os ensaios de módulo de elasticidade. Optamos pelo método tangencial para o cálculo do módulo de elasticidade.

Após a obtenção dos dados através dos ensaios laboratoriais, realizamos um levantamento estatístico tanto para os valores referentes aos ensaios de resistência à compressão como para os ensaios para o cálculo de elasticidade visando o entendimento, do ponto de vista estatístico, do comportamento tanto da resistência à compressão quanto do módulo de elasticidade.

Concluímos que a resistência à compressão se comporta conforme uma distribuição gaussiana de probabilidade e investigamos o comportamento do módulo de elasticidade, a fim de propor um modelo probabilístico para o cálculo deste coeficiente. Pretendemos, ao final de todo o projeto, obter um modelo que melhor descreva o módulo de elasticidade do ponto de vista probabilístico, divergindo da norma brasileira, a qual considera o cálculo deste coeficiente de forma determinística.

2 | OBJETIVOS

O presente trabalho objetivou, a partir da hipótese de que a resistência à compressão do concreto não se comporta de forma determinística em função do mesmo não ser um material homogêneo regido pela Lei de Hooke e avaliar a contribuição da distribuição probabilística da resistência à compressão no cálculo do módulo de elasticidade. Conforme citado anteriormente, o estudo de variabilidade do concreto, quando considerado adequadamente, pode contribuir, de forma significativa, na otimização de usos de recursos naturais e materiais, conduzindo a projetos sustentáveis.

3 | MÉTODOS

3.1 Módulo de elasticidade: definições e normas existentes

De acordo com De Marchi (2011) são descritos três tipos de módulo de elasticidade do concreto quando sujeito à compressão:

Módulo tangente: é calculado através do coeficiente angular da reta tangente a qualquer ponto da curva tensão X deformação na compressão, mas quando não for especificado o ponto da curva, refere-se à origem, ou seja, ao módulo tangente inicial E_{ci} .

Módulo secante: é dado pela relação entre uma tensão qualquer e a deformação a ela correspondente, ou seja, o coeficiente angular da reta que liga os pontos da curva tensão X deformação correspondente a essa tensão e à tensão igual a zero. Quando a tensão não é mencionada, infere-se que o módulo secante seja relativo a uma tensão entre 40 e 50 % da resistência à compressão.

Módulo cordal: É definido pela reta que liga dois pontos quaisquer da curva tensão X deformação.

Adotamos, para este trabalho, o cálculo do módulo de elasticidade tangente, de acordo com o previsto pela ABNT NBR 8522 (2017). Existem, contudo, alguns modelos matemáticos que tentam prever o comportamento do módulo de elasticidade sem levar em consideração toda a variabilidade intrínseca, discutida na Seção 1. De acordo com De Marchi (2011), as abordagens teóricas não possuem muita aplicabilidade e se restringem ao uso do ponto de vista acadêmico. No entanto, é possível verificar algumas fórmulas para o cálculo do módulo de elasticidade, obtidas de forma empírica, que estão presentes em normas e recomendações técnicas internacionais de projetos de estruturas de concreto, conforme a Tabela 1.

3.2 Fatores Que Influenciam no Módulo de Elasticidade do Concreto

Conforme descrito anteriormente, o concreto é um material compósito e, devido a sua estrutura heterogênea, possui comportamento elástico. Destacam-se fatores de

variabilidade intrínsecos e extrínsecos os quais são descritos a seguir.

3.2.1 Variabilidade intrínseca

Os agregados ocupam, em média, 75 % do volume do concreto, impactando diretamente na variabilidade do mesmo e alterando significativamente o valor do módulo de elasticidade (DE MARCHI, 2011).

SBRIGHI (2005) apresenta os principais tipos de rochas utilizados como agregados para o concreto e seus respectivos módulos de elasticidade. Estes valores estão indicados na Tabela 2.

Tabela 1: Diferentes formas para o cálculo do módulo de elasticidade tangencial (PACHECO et al, 2014).

Autor	Expressão
NBR 6118/2007	$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$
EUROCODE 2/2004	$E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$ $E_c(t) = 1,05 \cdot \left(e^{\{s + [1 - (\frac{28}{t})^{0,5}]\}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm}$
ACI 318/2005	Não tem cálculo para o módulo tangencial
Fib MODEL CODE 2010	$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{\frac{1}{3}}$ $E_{ci}(t) = \left(e^{\{s + [1 - (\frac{28}{t})^{0,5}]\}} \right)^{0,5} \cdot E_{ci}$

Tipo de rocha	Módulo de elasticidade (GPa)
Arenito	20-40
Basalto	60-100
Calcário	30-50
Gnaisse	40-70
Granito	40-70
Quartzito	50-100
Xisto	25-40

Tabela 2: Módulo de elasticidade de agregados (SBRICHI, 2005).

Observa-se, no entanto, que de todas as propriedades do agregado graúdo, aquela que afeta o módulo de elasticidade de forma significativa é a porosidade. De acordo METHA e MONTEIRO (2008), a porosidade do agregado determina a sua rigidez e, desta forma, controla a capacidade do agregado de restringir deformações da matriz da pasta de cimento, sendo a variação do módulo de elasticidade do agregado diretamente proporcional ao aumento do módulo de elasticidade do concreto.

Assim como para os agregados graúdos, a porosidade desempenha um papel fundamental no módulo de elasticidade da pasta de cimento endurecida. Esse fenômeno está diretamente atrelado à relação água/cimento, teor de ar incorporado, adições minerais e grau de hidratação do cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Os vários tipos de vazios na pasta de cimento são classificados como porosidade gel e porosidade capilar. O volume da porosidade diminui durante a hidratação.

A zona de transição entre a matriz da pasta de cimento e o agregado é normalmente considerada como a parte mais fraca do concreto de resistência normal. Para o concreto de alta resistência, a resistência da argamassa e da zona de transição pode ser comparável com a resistência do agregado graúdo (DE MARCHI, 2011).

MASO apud METHA e MONTEIRO (2008) descreve o comportamento do concreto a partir de seu lançamento: primeiro forma-se um filme de água ao redor das partículas dos agregados graúdos, podendo formar uma relação água/cimento mais elevada nas proximidades do agregado graúdo do que na matriz da pasta de cimento. Os íons de cálcio, sulfato, hidroxila e aluminatos formados pela dissolução dos compostos de sulfato de cálcio e de aluminato de cálcio, combinam-se para formar etringita e hidróxido de cálcio. Devido à relação água/cimento elevada, estes produtos cristalinos vizinhos ao agregado graúdo consistem de cristais relativamente grandes e, consequentemente, formam uma estrutura mais porosa do que na matriz da pasta de cimento ou na matriz da argamassa.

3.2.2. Variabilidade Extrínseca

Entre os parâmetros influenciadores para o módulo de elasticidade relacionados aos corpos-de-prova, encontram-se a forma e a dimensão da seção transversal,

a relação entre o comprimento e essa dimensão e a direção de concretagem (SHEHATA, 2005). Já os parâmetros relacionados ao procedimento de ensaio estão o teor de umidade do corpo-de-prova, a velocidade de aplicação da tensão, a restrição à deformação nas extremidades do corpo-de-prova causada pela placa de carregamento, o comprimento ao longo do qual se mede a deformação, o diâmetro do prato transmissor de carga e a rigidez da prensa.

De Marchi apud Montija (2007) sinaliza que o uso de uma fórmula que exige uma aproximação matemática contribui para a interpretação do resultado de ensaio do módulo de deformação do concreto. Desta forma, é necessário garantir que os limites do trecho retilíneo estejam bem definidos e confiáveis. Também são citados pelo autor como fontes de variabilidade inerentes ao ensaio, a velocidade de aplicação da carga, a definição do plano de carga e o tipo de instrumentação para a medição das deformações.

Para os ensaios do módulo de elasticidade, segue-se as recomendações da norma ABNT NBR 8522 (2017). São indicados 5 corpos de prova cilíndricos, de forma que a altura do corpo de prova seja o dobro do diâmetro do mesmo corpo de prova. O diâmetro deve ser dado de acordo com o tamanho do agregado graúdo, de forma que o diâmetro seja, no mínimo, 4 vezes o tamanho máximo do agregado graúdo. Primeiramente deve ser feito um ensaio de resistência à compressão para dois corpos de prova, de acordo a ABNT NBR 5739 (2007). Este ensaio tem por objetivo determinar o nível de carregamento a ser aplicado no ensaio de módulo.

A fim de determinar o módulo de elasticidade através da tangente inicial, posiciona-se o corpo de prova corretamente em relação aos medidores que serão usados e aplica-se o carregamento até uma tensão de 30% da resistência à compressão obtida no ensaio anterior (σ_b), a uma velocidade de 0,25 MPa/s, podendo-se variar esta velocidade em 0,05 MPa/s, tanto positivamente quanto negativamente. Esse nível de carregamento deve ser mantido por 60 segundos e, em seguida, reduzido à mesma velocidade do processo de carregamento até o nível de tensão básica (considerado $\sigma_a = 0,5$ MPa, com variação de 0,1 MPa, tanto positivamente quanto negativamente). Devem ser realizados mais ciclos de carregamento adicionais, entre σ_a e σ_b , mantendo essas tensões por 60 segundos. Depois do último ciclo de carga são medidas as deformações específicas.

Após o término das leituras de deformação, o corpo de prova deve ser carregado até a sua ruptura. Se a resistência efetiva à compressão do corpo de prova diferir de f_{ci} em mais de 20 %, os resultados do corpo de prova devem ser descartados.

O módulo de elasticidade, com tensão fixa σ_a , pode ser calculado pela seguinte equação

$$E_{ci} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} 10^{-3} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3}$$

onde

σ_b é a tensão maior, em MPa . ($\sigma_b = 0,3 f_{ck}$) (ou outra tensão especificada em projeto, de até 40 % de f_{ck} ;

0,5 é a tensão básica em MPa;

ε_b é a deformação específica média, sob a tensão maior;

ε_a é a deformação específica média, sob a tensão básica de 0,5 MPa.

4 | PROGRAMA EXPERIMENTAL E SEUS RESULTADOS

O objetivo deste programa experimental foi investigar o comportamento semi probabilístico dos ensaios de resistência à compressão para um traço de concreto de 40 MPa. A seguir, foram realizados ensaios para a medir a deformação e cálculo do módulo de elasticidade para o método da tangente inicial, descrito na Seção 3.

A primeira etapa da pesquisa foi realizada durante um período de sessenta dias. A partir de um traço calculado para um concreto convencional de 40 MPa, foram confeccionados 47 corpos de prova, dos quais 10 foram separados para a realização dos ensaios do módulo de elasticidade e os demais 37 foram ensaiados à compressão.

A segunda etapa da pesquisa objetivou o estudo estatístico dos dados obtidos nos ensaios realizados na primeira etapa, mapeando os fatores ligados a variabilidade da determinação do módulo de elasticidade, diante da variabilidade inerente aos materiais e a variabilidade do ensaio.

Por fim sugere-se, a partir dos resultados para a variabilidade da resistência à compressão, um comportamento semelhante para o módulo de elasticidade, o qual será melhor avaliado posteriormente, em uma próxima etapa desta pesquisa.

4.1 Materiais Constituindo do Concreto Utilizado na Pesquisa

O cimento utilizado na pesquisa foi o CP II, E-32, da TUPI. Foram usados 38 kg de cimento, de um mesmo saco (mesmo lote). Como agregado miúdo foi usada uma areia média (diâmetro de 0,42 a 2 mm) de origem natural, na quantidade de 63 kg, de uma mesma amostra. Para os agregados graúdos foram utilizados na composição de brita 0 e brita 1, de origem granítica, na proporção de 60 % de brita 0 (diâmetro de 4,8 a 9,5 mm) e 40 % de brita 1 (diâmetro de 9,5 a 19,0 mm). Foram utilizados 13,5 litros de água, fornecidos pela concessionária de água do município de Petrópolis (Águas do Imperador), dentro dos limites normais de potabilidade. Por fim, foram usadas 228

g de aditivo, TecFlow 9030 da GRACE.

4.2 Dosagem do Concreto

A Tabela 3 apresenta as dosagens para o traço de concreto utilizado na pesquisa.

F_{ck} (MPa)	40 MPa
Relação a/c	0,3563
Cimento (kg/m ³)	480
Água (l/m ³)	171
Areia (kg/m ³)	850
Brita 0 (kg/m ³)	600
Brita 1 (kg/m ³)	400
Aditivo (0,6%)/Massa cimento	28,8 L

Tabela 3: Traço do concreto.

4.3 Avaliação da Resistência À Compressão dos Concretos Estudados

Para o estudo foram realizadas análises baseadas nos ensaios de resistência aos 7, 14 e 28 dias de idade, para 37 corpos de prova. Os resultados podem ser observados no Gráfico 1.

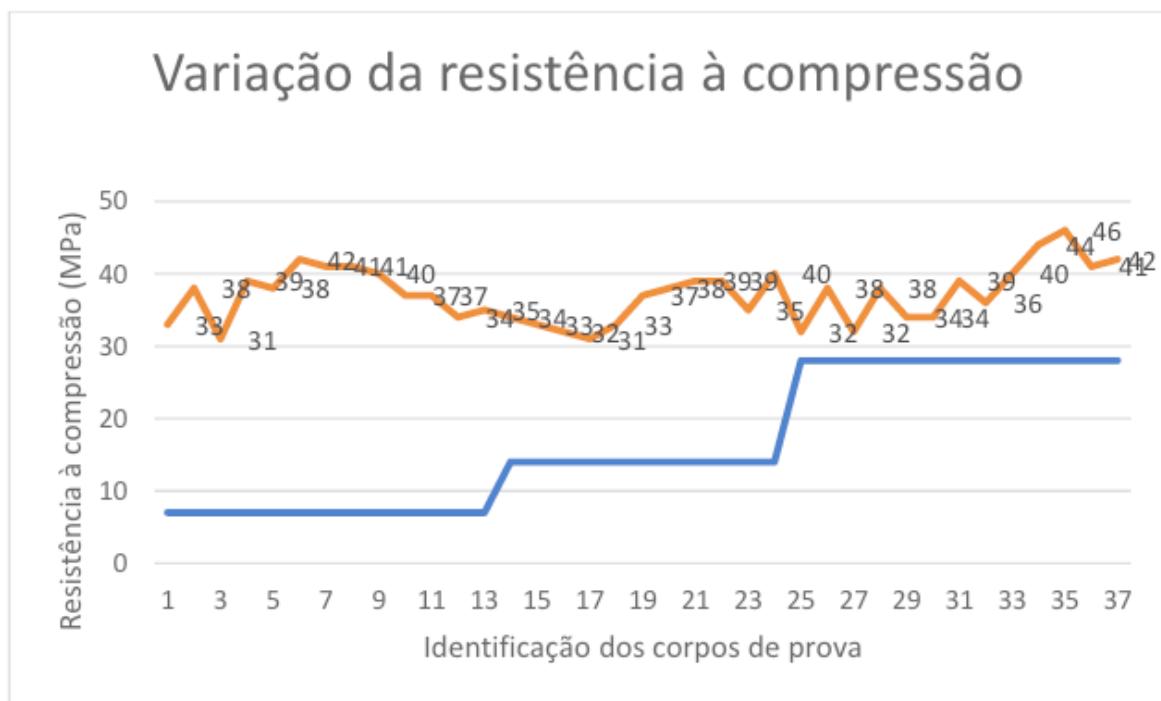


Gráfico 1: Resistência a compressão para os 37 corpos de prova.

Os dados analisados são dispostos na forma de uma tabela de frequências. Esta tabela é construída a partir dos intervalos de classes, que são escolhidos a partir da amplitude máxima dos dados. Para a resistência à compressão, a amplitude foi de 16, uma vez que o maior f_{ck} aferido foi de 46 MPa e o menor f_{ck} aferido foi de 30 MPa.

Foi construída uma tabela de frequências com 10 intervalos de classe, cuja amplitude é de 1,7 MPa. A partir desta tabela é possível construir o histograma para os dados obtidos, representado pelo Gráfico 2.

É possível observar pelo Gráfico 2 que as variabilidades intrínsecas aos materiais, assim como variabilidades relacionadas aos ensaios colaboraram para que o histograma não exprimisse uma distribuição gaussiana ou normal, conforme prevê a norma.

A Tabela 4 representa o resumo da análise estatística para o traço de 40 MPa.

Variável	Valor obtido
Número de amostras	37
$f_{ck,est}$ (NBR 12655)	49,7893259
f_c médio (MPa)	41,98706397
Desvio padrão f_c	5,932924791
Coeficiente de variação f_c (%)	14,13036357

Tabela 4: Resumo da análise estatística para a resistência do traço de 40 MPa.



Gráfico 2: Histograma para os 37 corpos de prova submetidos à resistência à compressão.

4.4 Avaliação do Módulo de Elasticidade

Em virtude de condições externas à pesquisa, dos 9 corpos de prova que foram separados para os testes do módulo de elasticidade, foram ensaiados apenas três, cujos resultados podem ser indicados na Tabela 5.

Variável	Valor obtido		
Número de amostras	3		
Eci previsto segundo NBR 6118 (GPa)	35,417		
Eci <i>médio</i>	39,37		
Desvio padrão Eci	2,6777		
Coeficiente de variação (%)	6,8		

Tabela 5: Resumo da análise estatística para o módulo de elasticidade do traço de 40 MPa.

5 | CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS

O presente estudo objetivou discutir o caráter aleatório do concreto, destacando esta característica em duas propriedades: resistência à compressão e módulo de elasticidade. Conforme descrito na Seção 1, a norma brasileira prevê que a resistência à compressão para o concreto não se dê através de uma fórmula determinística, mas que possa ser calculada através de uma distribuição de probabilidade. Através do Gráfico 2, observa-se o histograma para os dados experimentais de resistência à compressão. É possível verificar uma maior concentração dos valores em torno da média aritmética. Acredita-se que, aumentando-se a quantidade de corpos de prova, o comportamento dos dados se aproxime de uma distribuição gaussiana (DE MARCHI, 2011).

Para o módulo de elasticidade, foram utilizados apenas uma média entre os valores para 3 corpos de prova. Conforme descrito na Seção 2, a norma brasileira ainda prevê o cálculo do módulo de elasticidade usando fórmulas determinísticas pré-estabelecidas. No entanto, percebe-se que pelo fato do módulo de elasticidade ser definido como o quociente entre a tensão aplicada ao corpo de prova e a deformação do mesmo, o caráter aleatório presente no concreto é expresso através dos ensaios de resistência à compressão deve ser considerado para o módulo de elasticidade, diferentemente do previsto pela norma brasileira.

Por fim, na Seção 5, apresenta-se a contribuição do módulo de elasticidade de forma aleatória, e a forma como essa construção pode contribuir no cálculo da linha elástica que define a deflexão de uma viga bi apoiada. Na próxima etapa do projeto, já em andamento, avalia-se o módulo de elasticidade para o concreto, considerando o mesmo traço, para, aproximadamente, 400 corpos de prova. De acordo com Torman et. al (2012), a fim de aplicar um teste para verificação se o conjunto de dados obedece a uma distribuição gaussiana, considera-se o teste de Kolgomorov-Smirnov, o qual possui um percentual de acerto de 100% para uma amostra de 500 dados, quando a amostra se trata de uma distribuição gaussiana. Baseados nesse trabalho, pretende-se obter experimentalmente o módulo de elasticidade de 400 corpos de prova de um mesmo traço e, posteriormente, comprovar que estes dados correspondem a uma distribuição gaussiana.

Após a verificação se o conjunto de dados para o módulo de elasticidade representa uma distribuição gaussiana, a análise semi probabilística para o mesmo será realizada, donde pretende-se obter conclusões a respeito da qualidade do concreto e indicar procedimentos de controle e qualidade que podem ser aplicados a estruturas, a exemplo das vigas.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao CNPq pela bolsa PIBIC ao estudante Leonardo de Souza Corrêa e pela bolsa PIBIC-EM a estudante Bruna Nogueira. A Universidade Católica de Petrópolis pela disponibilização do Laboratório de Engenharia Civil para os experimentos.

REFERÊNCIAS

- [1] ARAÚJO, D. L.; CARMO, L. C.; NUNES, F. G. T.; TOLEDO FILHO, R. D., 2010 **Modelagem computacional de vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço submetidas a cisalhamento**, Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 3, n. 1, pp. 68-94.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738 (2015): procedimentos para moldagem e cura de corpos-de-provas, 2015.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739 (2007): ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522 (2017): determinação do módulo estático de elasticidade à compressão, 2017.
- [5] DE MARCHI, R. D. **Estudo sobre a variabilidade do módulo de deformação do concreto associada a fatores intrínsecos à produção do material**. São Paulo: Universidade de São Paulo. Dissertação (Mestrado). 2011. 121 p.
- [6] DIÓGENES, H. J. F.; COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A.; EI DEBS M.K.; EI DEBS, A. L. H. C., **Determinação do módulo de elasticidade do concreto a partir da resposta acústica**, Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 4, n. 5, pp. 803-813, 2011.
- [7] HIBBELER, R.C. **Resistência dos materiais**. São Paulo: Editora Pearson, 2010.
- [8] METHA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, propriedades e materiais**, Ed. PINI, São Paulo, 2008.
- [9] NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**, Ed. PINI, São Paulo, 1997.
- [10] PACHECO, J.; BILESKY, P.; MORAES, T.R.; GRANDO, F.; HELENE, P., Considerações sobre o módulo de elasticidade do concreto, **56º Congresso Brasileiro do Concreto**. Natal, IBRACON, 2014.
- [11] SBRIGHI NETO, C., In ISAIA, G. C. (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**, vol. 1, cap. 11, IBRACON. São Paulo, 2005.
- [12] SHEHATA, L.D., In ISAIA, G.C. (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**, vol 1, cap. 21, IBRACON. São Paulo, 2005.

[13] TORMAN, V. B. L., COSTER, R., RIBOLDI, J., **Normalidade de variáveis: métodos de verificação e comparação de alguns testes não-paramétricos por simulação**, Revista HCPA, v. 32 (2), pp. 227-234, 2012.

STUDY OF THE DURABILITY OF COMPOSITES OF EUCALYPTUS CELLULOSE FIBER STERIFIED FOR CEMENT MATRIX REINFORCEMENT

Laís Fernanda dos Santos Marques

Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade
de Engenharia Civil
Uberlândia – MG

Leila Aparecida de Castro Motta

Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade
de Engenharia Civil
Uberlândia – MG

Rondinele Alberto dos Reis Ferreira

Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade
de Engenharia Civil Uberlândia – MG

ESTUDO DA DURABILIDADE DE COMPÓSITOS DE FIBRAS CELULÓSICAS DE EUCALIPTO ESTERIFICADAS PARA REFORÇO DE MATRIZ CIMENTÍCIA

RESUMO: O uso de fibras vegetais como reforço de matrizes à base de cimento tornou-se uma alternativa cada vez mais empregada em todo o mundo devido às suas vantagens econômicas, sociais e ambientais. O objetivo desta pesquisa foi investigar possíveis tratamentos ou modificações de fibras celulósicas, a fim de melhorar sua estabilidade e compatibilidade com a matriz de cimento e incorporação de pozolana natural. A melhor condição, com menor agressividade à fibra, foi com 0 g de tolueno, 0,57 g de modificador (cloreto de octadecanoíla) e 50 mL de piridina, o que resultou em valores para o módulo de ruptura e módulo de elasticidade de 9,3 MPa e 11,3 GPa, respectivamente, após 90 dias de envelhecimento.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência à flexão, Modificação química, Grau de polimerização.

INTRODUCTION

One of the reasons for using fibers as reinforcement is the empirically known fact that

ABSTRACT: The use of plant fibers as reinforcement of cement-based matrices has become an increasingly employed alternative around the world due to its economic, social and environmental advantages. The objective of this research was to investigate possible treatments or modifications of cellulosic fibers in order to improve their stability and compatibility with the cement matrix and the incorporation of a natural pozzolan. The best condition, with less aggressiveness to the fiber, was with 0 g of toluene, 0.57 g of modifier (octadecanoyl chloride) and 50 mL of pyridine, which resulted in values for modulus of rupture and modulus of elasticity of 9.3 MPa and 11.3 GPa, respectively, after 90 days of aging.

KEYWORDS: Flexural strength, Chemical modification, Degree polymerization.

the strength and stiffness of a material, when presented in fiber form have values of great relevance when compared to the same block material (Mendonça, 2005).

The use of cellulosic fibers as reinforcement of cement-based matrices has been favorable when the objective is to reach a material of relatively low cost. This material is found in abundance in the nature, with low energy consumption during the extraction and production when compared with the fibers synthetic and, mainly, a material able of preserving the environment due to its biodegradable and renewable character (Mejia, 2014).

However, there are problems that must be faced in order to obtain the best possible use of this material. It is known that one of the greatest challenges is to ensure the maintenance of the performance of these composites since the cellulosic fibers tend to suffer great dimensional variations when subjected to environmental variations, which generates a progressive loss of fiber-matrix adhesion.

Therefore, the chemical modifications by esterification reactions of the vegetal fibers, to use them as reinforcement of cementitious matrices, as well as the addition of pozzolans to modify the matrix, making it less alkaline and, therefore, less aggressive to the fibers and have yielded good results (Pasquini et al., 2008; Oliveira et al., 2015; Ponciano et al., 2015).

The impregnation of the fibers is aim to reduce their hydrophilicity. The replacement of part of the cement by diatomaceous earth has the purpose of reducing the alkalinity of the matrix. Thus, it is possible to improve the durability of the fibers and their performance as reinforcement, both in the early ages and over time. In this context, the objective of this research was to investigate possible treatments or modifications of cellulosic fibers in order to improve their stability and compatibility with the cement matrix and to investigate the best modification content of the cement matrix by the incorporation of a natural pozzolan.

1 | MATERIALS AND METHODS

Portland cement (CPV-ARI) was used for the cementitious matrix as the binder. The cellulosic fibers, donated by the company Suzano/SP, were obtained in sheet form and disintegrated by manual tearing in small pieces and ground in an industrial crusher. The natural pozzolan used in this work to decrease the alkalinity of the pulp was the diatomaceous earth, derived from the discharge made in the form saturated by a food industry located in the city of Uberlandia.

For the esterification of the fibers, octadecanoyl chloride (Sigma-Aldrich - 97%) was used as the modifier, toluene as the solvent and pyridine (Hexit Científica) as the catalyst. Fiber esterification and viscosity analysis (degree of polymerization) were performed according to Pasquini et al. (2008). The modifications were: M1 (2 g of fiber; 50 mL of toluene; 0.57 g of modifier; 0.6 mL of pyridine); M2 (2 g of fiber; 25 mL of toluene; 0.57 g of modifier; 25 mL of pyridine); M3 (2 g of fiber; 0 mL of toluene; 0.57 g of

modifier; 50 mL pyridine). The FTIR analysis was performed on Equinox55 equipment (Bruker). Spectrum determination conditions were: KBr pellets (1:100 m/m), 64 scans and resolution of 4 cm^{-1} .

The preparation of the composites and the fibers followed the simulation of the Hatschek method for fiber cement molding, according to Oliveira et al. (2015) and Savastano Júnior (2000). Plates were cured in a humid chamber with controlled humidity above 95% and temperature at $23 \pm 2^\circ\text{C}$ during the first 90 days of age. After the curing process, the plates were cut to approximate dimensions of 200 mm in length by 40 mm in width, using a disc saw. Based on the recommendations of Rilem (1989), the parameters adopted to carry out the flexural tests were obtained using a universal machine of the brand Instron, model 5982, with load cell with a capacity of 5.0 kN (4 points method and automatic and displacement velocity of 2.0 mm/min).

2 | RESULTS AND DISCUSSION

2.1 Viscosity analysis (degree polymerization) and Fourier-transform infrared spectroscopy (FTIR)

Figures 1a and 1b show the results obtained for the viscosity analysis and FTIR of fiber, respectively.

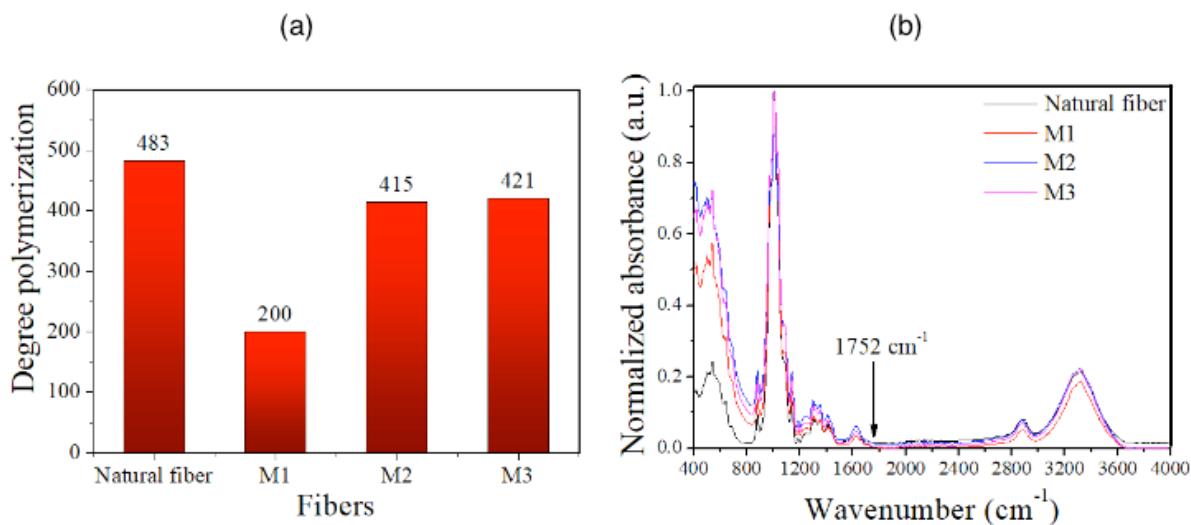


Figure 1 – a) Results obtained from the viscosity analysis (degree polymerization); b) FTIR of fibers.

According to Figure 1a, modification 3 (M3: 2 g of fiber, 50 mL of pyridine and 0.57 g of modifier) compared to the natural sample (without chemical treatment) showed a drop of about 13% in the molecular weight, while for the others conditions the decrease was higher. Thus, there was a greater preservation of the fiber structure, justifying the use of cellulose with this modification in the production of the composites.

The chemical modifications occurred in the fibers were not perceptible in the infrared spectra (Figure 1b). It is possible that the conditions used for the hydrophobization of the fibers have been sensitive for observation in the spectra. This fact can possibly be verified by the non-observation of the band refers to the formation of esters (1752 cm^{-1}).

2.2 Flexural strength of composites: modulus of rupture, modulus of elasticity and tenacity

Figure 2a shows the modulus of rupture of composites with 0, 10 and 40% of the diatomaceous earth.

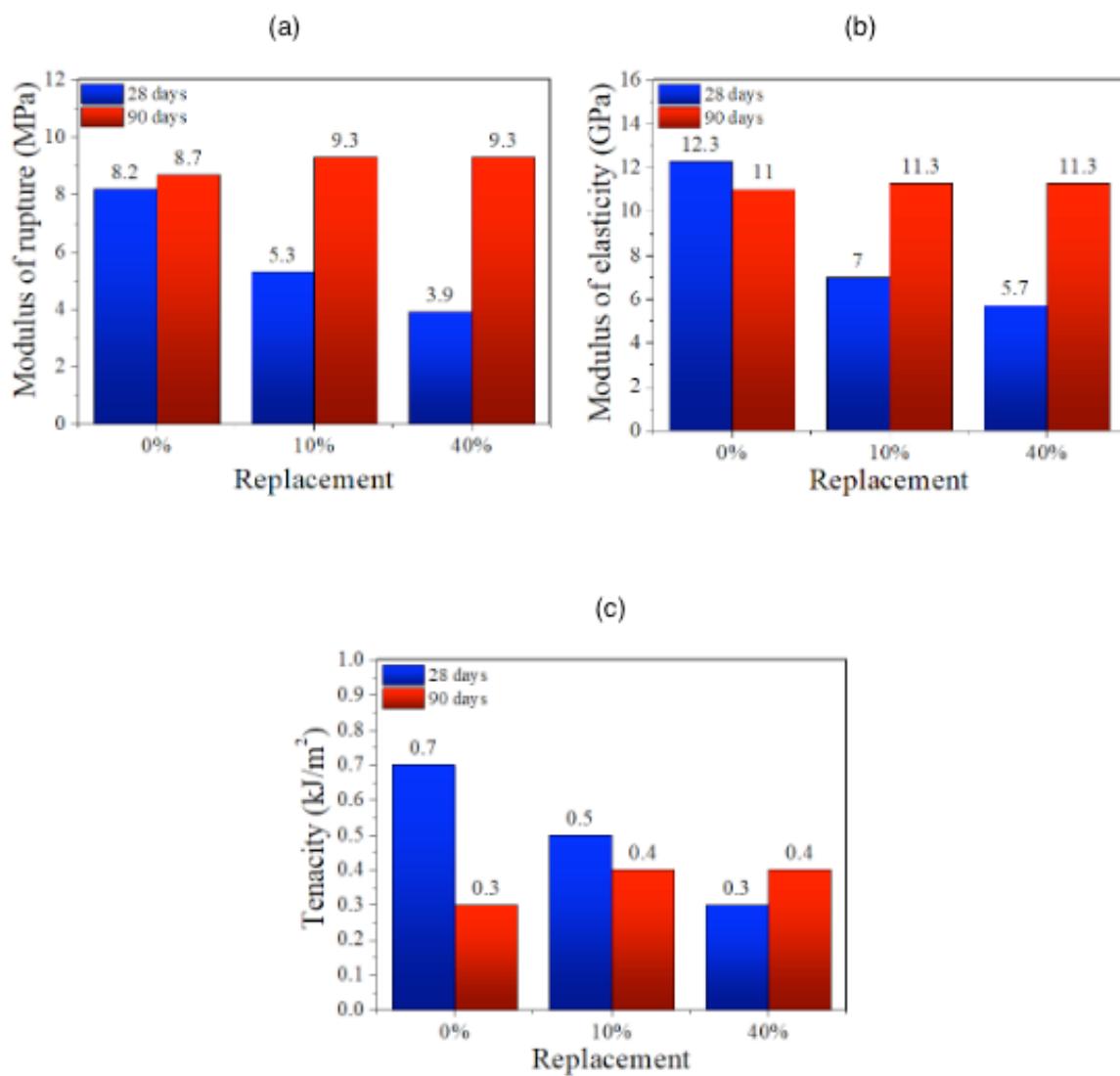


Figure 2 – Flexural strength of composites: a) Modulus of rupture; b) Modulus of elasticity; c) Tenacity.

It was observed that for all the contents studied, there was an increase in the modulus of rupture at 90 days. The strength of the composite possibly improved with the pozzolanic reactions over time, improving the mechanical properties of the matrix. The composites with a content of 10% and 40% of pozzolanic addition had a higher

modulus of rupture in relation to the composites with 0% diatomaceous earth. However, it should be noted that the composite with 40% of pozzolan had its rupture modulus very high, from 28 to 90 days, standing out among the others.

Figure 2b shows the modulus of elasticity of composites with 0, 10 and 40% of the diatomaceous earth. It was observed that the composite with 40% content had the best modulus of elasticity, having this property folded after reaching the age of 90 days. This is due to the fact that, as the composite reaches the age of 90 days, pozzolanic reactions have already occurred. It should be noted that at 90 days the composite with 40% content maintained a modulus of elasticity very similar to the reference composite.

Figure 2c shows the tenacity of composites with 0, 10 and 40% of the diatomaceous earth. Observed that in the composite without pozzolan occurred a reduction of 57% in the tenacity value from 28 to 90 days of age. The composite with 40% diatomaceous earth that presented an increase of tenacity at 90 days, while for the other contents there was a decrease of this property. This maintenance or growth of the tenacity of composite over time is a result of the pozzolanic action in the matrix, possibly reducing its alkalinity over time and maintaining its durability (Lima e Toledo Filho, 2008).

CONCLUSIONS

The results showed that it is possible to replace up to 40% of the cement for the production of the composites, the percentage that presented the best results with the addition of residual diatomaceous earth. In relation to the chemical modifications, the best condition, with less aggressive to the fiber, was with 0 g of toluene, 0.57 g of modifier (octadecanoyl chloride) and 50 mL of pyridine, which resulted in values for modulus of rupture and modulus of elasticity of 9.3 MPa and 11.3 GPa, respectively, after 90 days of aging.

REFERENCES

- LIMA, P. R. L.; TOLEDO FILHO, R. D. **Uso de metacaulinita para incremento da durabilidade de compósitos à base de cimento reforçados com fibras de sisal.** Ambiente Construído, v. 8, n. 4, p. 7-19, 2008.
- MEJIA, J. E. B. Compósitos cimentícios reforçados com polpa celulósica tratada por hornificação para aplicação em construções rurais. 2014. 158f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Zootecnia e Engenharia de Alimentos, Universidade de São Paulo, Pirassununga, 2014.
- MENDONÇA, P. T. R. **Materiais Compostos & Estruturas** – Sanduiche. 1.ed. São Paulo, SP, 2005.
- OLIVEIRA, W. J.; VIEIRA, J. G.; PONCIANO, C. A.; MOTTA, L. A. C. Influence of hornification of luffa cylindricafibres in the reinforcement of cementitious composites. In: 10th International Conference on Composite Science and Technology, 2015, Lisboa. 10th International Conference on Composite Science and Technology, p. 1-8.
- PASQUINI, D.; TEIXEIRA, E.; CURVELO, A. A. S.; BELGACEM, M. N.; DUFRESNE, A. **Surface esterification of cellulose fibres: Processing and characterisation of low-density polyethylene/cellulose fibres composites.** Composites Science and Technology, v. 68, p. 193-201, 2008.

PONCIANO, C. A.; VIEIRA, J. G.; MOTTA, L. A. C.; OLIVEIRA, W. J. **Estudo do uso da terra diatomácea residual como pozolana para incremento da durabilidade de compósitos reforçados com fibras de sisal.** In: IV Encontro Nacional de Aproveitamento de Resíduos da Construção, 2015, São Paulo, p. 1-13.

RILEM. Technical Committee 49 TRF - **Test for determination of modulus of rupture and limit of proportionality of thin fibre reinforced cement section.** Materiaux et Constructions, v. 17, n. 102, p. 441-443, 1989.

SAVASTANO JÚNIOR, H. **Materiais à base de cimento reforçados com fibra vegetal: reciclagem de resíduos para a construção de baixo custo.** São Paulo. 152p. Tese (Livre-Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2000.

CAPÍTULO 10

CONTROLE TECNOLÓGICO DA ARGAMASSA POR MEIO DE ENSAIOS DESTRUTIVOS E NÃO DESTRUTIVOS: UMA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Amanda Regina de Souza Macedo

Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais, UFRN, 59078-970

Natal, Brasil

David Edson Macedo Palhares

Universidade Federal do Rio Grande do Norte, UFERSA, 59625-900, Mossoró, Brasil

Ariadne de Souza e Silva

Instituto Federal do Rio Grande do Norte, IFRN
59291-727, São Gonçalo do Amarante, Brasil

Rafael Alexandre Raimundo

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, UFPB, 58051-900, João Pessoa, Brasil

Cleber da Silva Lourenço

Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais, UFRN, 59078-970,
Natal, Brasil

Ruan da Silva Landolfo

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Pernambuco, IFPE, 55200-000
Pesqueira, Brasil

Uilame Umbelino Gomes

Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais, UFRN, 59078-970

Natal, Brasil

e processos adequados, obtém-se como resultado uma melhoria no fator econômico para o construtor, como também uma redução de problemas patológicos construtivos. O controle tecnológico da argamassa por meio da utilização de ensaios destrutivos e não destrutivos, contribui para reduzir as manifestações patológicas cada vez mais evidentes nas edificações. Muitos desses fenômenos patológicos são decorrentes de dosagens indevidas que normalmente são encontrados nas obras usuais, onde, em geral, não existe um responsável técnico e ocorre ausência da preocupação com a qualidade das argamassas utilizadas. Neste trabalho, apresentamos uma revisão bibliográfica da utilização dos ensaios destrutivos (ensaio mecânico para a determinação da resistência à compressão) e não destrutivos (módulo de elasticidade dinâmico) para o controle tecnológico de argamassas dosadas em obras.

PALAVRA-CHAVE: argamassa, controle tecnológico, ensaio destrutivo, ensaio não destrutivo.

TECHNOLOGICAL CONTROL OF MORTAR THROUGH DESTRUCTIVE AND NON DESTRUCTIVE TESTS: A BIBLIOGRAPHIC REVIEW

ABSTRACT: The durability of a material is strongly influenced by the processes involved during its production. When used with good

RESUMO: A durabilidade de um material é fortemente influenciada pelos processos envolvidos durante a sua produção. Quando produzidos com materiais de boa qualidade

quality materials and suitable processes, the result is an improvement in the economic factor for the builder as well as a reduction in constructive pathological problems. The technological control of the mortar through the use of destructive and non-destructive tests contributes to reduce the increasingly evident pathological manifestations in buildings. Many of these pathological phenomena are caused by improper dosages that are usually found in the usual construction, where, in general, there is no technical responsible and there is an absence of concern with the quality of the mortars used.. In this work, we present a bibliographic review of the use of destructive (mechanical test to determine compressive strength) and non-destructive (dynamic elastic modulus) tests for the technological control of samples of mortars in works.

KEYWORDS: mortar, technological control, destructive testing, non-destructive testing.

1 | INTRODUÇÃO

De acordo com Recena (2008), desde épocas remotas o homem empregava materiais que têm a finalidade de unir solidariamente elementos de várias naturezas na construção de edificações.

As primeiras argamassas tinham como componentes principais a cal e a areia. Com a evolução das construções surgiram novos materiais. Tal material foi incorporado à mistura do cimento Portland e aglomerantes orgânicos, proporcionando melhorias na trabalhabilidade e nas propriedades mecânicas.

Com o advento da indústria da construção civil, torna-se indispensável controlar a qualidade dos principais materiais utilizados. No entanto, apesar dos grandes avanços tecnológicos em termos de processos construtivos, ainda é elevado o número de problemas patológicos nas edificações.

Nos canteiros de obras as argamassas são geralmente constituídas de cimento, agregados miúdos, aditivos/adições e água, que são dosadas na maioria das vezes através de determinações impróprias. Na maioria dos casos, as formulações são preparadas através das experiências vivenciadas pelos profissionais da construção civil, inexistindo estudo prévio das normas técnicas e/ou aprofundamento nas determinações das proporções, podendo gerar um descontrole na qualidade dos materiais empregados, e, consequentemente, o aumento do surgimento de patologias nas edificações.

Para o controle tecnológico da argamassa, esse trabalho sugere a utilização de dois métodos:(a) o método convencional, para determinação da resistência à compressão das argamassas e (b) o método do módulo de elasticidade dinâmico que oferece vantagem em relação ao método destrutivo, pois além de permitir a obtenção de informações quantitativas (módulos elásticos) e qualitativas sobre a integridade de um componente mecânico, o corpo de prova não fica inutilizado após o ensaio, podendo ser reutilizado normalmente em outros ensaios.

2 | REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Generalidades

As argamassas são materiais que possuem diversas aplicações nas construções, sendo seus principais usos no assentamento de alvenarias e nas etapas de revestimento. Segundo a NBR 13 281 (2005), a argamassa é definida como sendo uma mistura homogênea de agregado(s) miúdo(s), aglomerante(s) inorgânico(s) e água, contendo ou não aditivos, com propriedades de aderência e endurecimento, podendo ser dosada em obra ou instalação própria (argamassa industrializada). A argamassa é constituída basicamente por uma pasta resultante da mistura do aglomerante inorgânico com a água, e com um agregado miúdo que pode conter aditivo ou adições.

O cimento é o aglomerante mais utilizado para confecção de argamassas. Estes se diferenciam, quanto às suas propriedades, não só pela composição química do clínquer, mas também por algumas adições tais como: escória de alto-forno, pozolana, materiais carbonáticos e outras, que também vão definir determinadas características a serem consideradas quanto ao seu emprego. A cal também é um aglomerante utilizado para produção de argamassas, obtida da rocha calcária. Após o processo de extração, à cal passa por um processo de hidratação, passando a ser chamada de cal hidratada. Na construção civil, a sua utilização é muito difundida, pois possibilita características como a trabalhabilidade e durabilidade em argamassas (RIBEIRO et al., 2011).

O agregado miúdo é definido conforme a NBR 7211(2005), como sendo aquele cujos grãos passam pela peneira com abertura de malha de 4,75 mm e ficam retidos na peneira com abertura de malha de 150 µm, em ensaio realizado de acordo com a ABNT-NBR NM 248, com peneiras definidas pela ABNT-NBR NM ISO 3310-1. Além desses materiais, a água também possui papel de suma importância na produção de argamassas, influenciando em aspectos como o endurecimento e a trabalhabilidade.

2.2 Dosagem de Argamassas

De acordo com Maciel et al. (1998), a dosagem de argamassa é referente a proporção dos materiais utilizados em sua composição. As argamassas geralmente são produzidas em escala industrial ou em canteiros de obras, e seu traço é determinado pelo fabricante.

De acordo com Gomes e Neves (2002), diferentemente do concreto que possui diversos métodos reacionais, a argamassa ainda não é reconhecida no meio técnico. A composição de materiais utilizados para produzir argamassas de assentamento e revestimento de paredes e tetos tem sido definido em volume, através diversas normas e procedimentos. Porém, o correto seria defini-los em massa e medi-los em volume.

As diferenças de entendimento do critério adotado influem significativamente sobre a quantidade de materiais matérias-primas empregadassna na fabricação da

argamassa. Quando o traço é definido em volume, a primeira dificuldade encontrada é quanto à quantidade de cimento, que possui variação da massa específica que geralmente é adotada. O consumo de cimento por metro cúbico varia também de acordo com as características físicas, químicas e mineralógicas dos agregados utilizados.

A argamassa vem sendo produzida através de dosagem subjetiva, sendo sua produção de responsabilidade do mestre de obra ou até mesmo do pedreiro, já que a característica mais importante na visão do aplicador é a trabalhabilidade, que proporciona uma maior velocidade na realização de tarefas.

Em função da velocidade de execução, observa-se uma tendência pelo emprego de argamassas magras, em virtude da trabalhabilidade proporcionada. Muitas dificuldades têm sido encontradas na produção de argamassas para revestimentos isentos de patologias e com resistência de aderência mínima prevista em norma.

O bom desempenho da argamassa em revestimentos depende das características da argamassa, do preparo, da natureza do substrato, das condições climáticas no momento de sua aplicação, das condições de cura, e da habilidade do aplicador na execução do revestimento. Dessa forma, o processo de dosagem deve ser o início de todo projeto, a fim proporcionar a minimização de manifestações patológicas nas edificações.

2.3 Propriedades Das Argamassas

2.3.1. Propriedades no estado fresco

Trabalhabilidade

Uma argamassa é considerada de boa trabalhabilidade quando não apresenta dificuldade para a execução da tarefa a que se destina, possuindo uma boa aderência ao substrato. A trabalhabilidade de uma argamassa pode ser corrigida alterando a quantidade de água de amassamento.

De acordo com Carasek (2007), a trabalhabilidade é uma propriedade complexa já que depende das outras propriedades das argamassas: consistência, plasticidade, retenção de água, coesão, exsudação, densidade de massa e adesão inicial.

Retenção de água

A retenção de água é uma propriedade da argamassa no estado fresco que pode afetar o endurecimento. A retenção de água refere-se à capacidade da argamassa dificultar a perda de água, que foi utilizada em sua produção.

Uma argamassa que apresenta uma boa retenção de água, consequentemente vai apresentar uma perda lenta de água por amassamento, um aumento de resistência e de aderência ao substrato, bem como, facilidade no manuseio, minimizando a capacidade de haver danos provocados pelos processos de fissuração devido ao ganho de resistência. Essa capacidade depende principalmente dos aglomerantes utilizados nas produções das argamassas, sendo importante considerar a distribuição

dos tamanhos das partículas das misturas que são feitas junto ao agregado.

Plasticidade

A plasticidade é a propriedade em que as argamassas deformam-se e conservam as deformações mesmo após a redução das tensões que provocaram tal deformação; Em termos reológicos a plasticidade de uma argamassa está relacionada com a viscosidade.

A quantidade e os tipos de aglomerantes e agregados que são utilizados possui influência direta com essa propriedade, sendo necessário considerar também a presença de aditivos, o tempo de cura e a intensidade da mistura. A plasticidade e a consistência são fatores determinantes para caracterização da trabalhabilidade.

Consistência

A consistência de uma argamassa está relacionada com a capacidade que o material possui de se deformar quando está submetida à ação de cargas. O volume de água utilizada na produção de argamassas é de elevada importância para essa propriedade.

Conforme Carasek (2007), considerando o comportamento reológico das argamassas, a consistência está relacionada com a fluidez e com capacidade da mistura em resistir ao escoamento.

Quanto à consistência, as argamassas subdividem-se em três tipos:

i. Secas: São aquelas em que a pasta somente preenche os vazios existentes entre os grãos dos agregados.

ii. Plásticas: São as argamassas onde uma fina camada da pasta lubrifica a superfície do agregado, sem haver a necessidade de grandes esforços para que haja uma boa adesão.

iii. Fluidas: Nesse caso, os grãos encontram-se imersos na pasta, e como a argamassa é muito líquida, elas se espalham facilmente sobre a base de aplicação sobre a ação da gravidade.

Coesão e tixotropia

A coesão em uma argamassa refere-se à capacidade da argamassa manter seus componentes unidos sem que haja separação entre eles. Isso ocorre devido às forças de atração que há entre as partículas do estado sólido e as reações químicas entre os componentes da pasta aglomerante.

A tixotropia pode ser entendida como a mudança de viscosidade da argamassa que é ocasionada por uma agitação. Essa propriedade está relacionada com a coesão.

Exsudação

A exsudação resume-se ao fenômeno de separação de parte da água de amassamento de uma argamassa fresca mantida em repouso sem qualquer tipo de vibrações ou choques (SANTOS, 2008).

Esse processo que ocorre em argamassas no estado fresco pode ser entendido como a transferência da água utilizada em sua produção, sendo frequente a sua ocorrência em argamassas em que a consistência varia entre plástica e fluida.

Tempo de endurecimento

O tempo de endurecimento das argamassas é influenciado pelas condições de temperatura e depende da reação química que ocorre entre o cimento e a água. Esta reação recebe o nome de hidratação.

2.3.2. Propriedades no estado endurecido

Resistência Mecânica

A resistência mecânica refere-se à capacidade do material suportar esforços mecânicos a que são submetidos após seu endurecimento. Esses esforços são de diferentes naturezas.

Os problemas mais comuns e relevantes relacionados à resistência mecânica é a baixa resistência superficial que prejudica à fixação das camadas de acabamento, como a pintura ou a fixação das peças cerâmicas.

O consumo e a natureza dos agregados e aglomerantes utilizados na produção das argamassas, assim como a técnica de execução empregada, visa a compactação durante a sua aplicação e fase de acabamento, influenciando significativamente na resistência mecânica da argamassa. Em geral, a resistência mecânica aumenta com a redução da proporção de agregado na argamassa e varia inversamente com a relação água\cimento da argamassa.

Retração

O processo de retração nas argamassas é mais frequente nas primeiras idades; A retração gera esforços de tração e está relacionado ao movimento da água no interior da pasta para o meio externo no processo de secagem, desencadeando redução de volume, gerando assim, o processo de fissuração.

Esse movimento de água no interior da pasta é considerado de pequena magnitude, podendo contribuir para a ocorrência do processo de retração. A retração pode influenciar as características de estanqueidade e durabilidade das argamassas.

Aderência

A aderência é uma propriedade de elevada importância para as argamassas, estando relacionada com a capacidade do material manter-se aderido ao substrato por meio da resistência do sistema a tensões normais e tangenciais.

Essa propriedade é um fenômeno mecânico que depende da interação entre a argamassa e o substrato, ou seja, depende do comportamento do sistema que está diretamente ligado às características dos materiais que o constitui, de modo que quanto melhor for à relação entre a argamassa e a base, maior será a aderência.

Segundo Carasek (2007), a aderência está diretamente ligada com a trabalhabilidade da argamassa, energia de impacto, características e propriedades dos substratos e fatores externos. Além disso, é necessário considerar as condições do modo de aplicação da argamassa, como: mão-de-obra, limpeza e fatores climáticos que podem influenciar diretamente na aderência. Os materiais constituintes das argamassas também possuem uma relação direta com a resistência de aderência.

Permeabilidade

A permeabilidade de uma argamassa está relacionada com passagem de água no material. Essa propriedade possui maior importância para o revestimento, já que o mesmo possui a função de não permitir a infiltração de água, possibilitando proteção ao parâmetro revestido.

De acordo com Santos (2008), a argamassa no estado endurecido permite a passagem de água através da capilaridade ou difusão de vapor de água ou por meio de infiltração sob pressão.

A permeabilidade de uma argamassa é influenciada pelo aglomerante utilizado, quantidade e tipo, além da granulometria do agregado e das características do substrato.

Capacidade de absorver deformações

As argamassas têm por objetivo unir ou revestir elementos de diferentes naturezas. Por esse motivo, são capazes de absorver as deformações causadas pelas diferentes variações térmicas e/ou higrométricas a que estão expostas constantemente.

Essa propriedade das argamassas está ligada ao módulo de elasticidade que possui uma relação direta com a resistência à compressão. O módulo de elasticidade refere à tensão necessária para que ocorra uma deformação em uma unidade de comprimento do corpo-de-prova utilizado no ensaio. Portanto, o módulo de elasticidade de um material possui uma relação entre tensão e deformação.

Desta forma, materiais que apresentem uma grande capacidade de deformação, apresentam baixo módulo de elasticidade e baixa resistência à compressão.

2.4 Controle Tecnológico Das Argamassas

2.4.1. Ensaio Destrutivo- Determinação da Resistência à Compressão.

A avaliação da resistência à compressão é um dos principais requisitos para a produção de argamassas e concretos, sendo analisada a capacidade desses materiais de suportar carga. (MARTINS, 2011)

Segundo a NBR 7215(1996), para determinação da resistência à compressão devem-se moldar corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Os moldes que contêm os corpos-de-prova são conservados em atmosfera úmida para cura inicial; em seguida os corpos-de-prova são desmoldados e submetidos à cura em água saturada de cal até a data de ruptura. Na data prevista para ruptura, os corpos-de-prova são retirados do meio de conservação, capeados com mistura de enxofre, de acordo com procedimento normalizado, e rompido para determinação da resistência à compressão.

Os corpos de prova devem ser rompidos por ensaio de compressão e deve ser levado em consideração as idades especificadas de acordo com o tipo de cimento que foi utilizado para produção da argamassa.

Para iniciar o ensaio é necessário que os pratos da prensa estejam completamente limpos. O corpo de prova deve ser diretamente colocado no prato inferior da prensa, de modo que, fique rigorosamente centrado no eixo de carregamento. A velocidade de carregamento da máquina utilizada no ensaio para transmitir a carga de compressão ao corpo de prova deve ser equivalente a $(0,25 \pm 0,05)$ Mpa.

A NBR 7215(1996) ainda faz exigências quanto à máquina de ensaio de compressão, exigindo que: (a) As cargas contínuas devem ser aplicada ao longo do corpo de prova, sem choques e com velocidades constantes durante a realização do ensaio; (b) a utilização de uma escala dinamométrica, para verificar a carga de ruptura prevista que deve ser maior que 10 % e menor que 90% da leitura máxima da escala.

A ABNT-NBR 13281(2005), estabelece seis classes para a resistência a compressão de argamassa para assentamento, revestimento de paredes e tetos, conforme mostrado na tabela 1.

Classe	Resistência
P1	Menor igual a 2Mpa
P2	1,5 a 3 Mpa
P3	2,5 a 4,5 Mpa
P4	4 a 6,5 Mpa
P5	6,5 a 9,0 Mpa
P6	>8,0

Tabela 1- Classes de resistência à compressão conforme a ABNT-NBR 13281(2005).

Fonte: Autoria própria (2014).

2.4.2. Ensaio não destrutivo-Módulo de elasticidade

De acordo com Silva e Campiteli (2008), a qualidade e a durabilidade de um revestimento de argamassa estão diretamente ligadas à capacidade de absorver deformações, que são medidas através do módulo de elasticidade.

A NBR 15630 (2008), prescreve os procedimentos de ensaios para determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de uma onda ultra-sônica para argamassas de assentamento, revestimento de paredes e tetos.

Para Diogénes et al. (2011), ensaios dinâmicos de caráter não destrutivo, podem fornecer informações integradas e globais da estrutura a respeito da rigidez e do

amortecimento. Através dos módulos de elasticidade é possível estimar a resistência do material, o que torna essa ferramenta de grande importância para os projetistas.

Os métodos dinâmicos permitem obter informações quantitativas (módulos elásticos) e qualitativas sobre a integridade de um componente mecânico, controle de suas propriedades e mudanças de fase. Uma vantagem desse método é que o corpo de prova não fica inutilizado após o ensaio e pode ser empregado em sua função normalmente ou ensaiado muitas vezes.

Os módulos elásticos podem ser caracterizados por métodos quase estáticos, métodos dinâmicos ou por ultrassom. Os métodos quase estáticos ou isotérmicos são baseados em ensaios mecânicos monotônicos, e os dinâmicos ou adiabáticos, nas técnicas de ressonância. Os valores determinados pelos métodos dinâmicos são ligeiramente maiores que aqueles determinados pelos estáticos (PEREIRA et. al., 2010)).

De acordo com Diogénes et al. (2011), as técnicas experimentais dinâmicas podem ser classificadas em: Técnica de excitação por impulso, velocidade sônica ou ultrassom e frequência sônica.

No método de excitação por impulso, o corpo de prova sofre um impacto de curta duração e responde com vibrações em suas frequências naturais de vibração de acordo com as condições de contorno impostas. Consiste em um método dinâmico que calcula os módulos de elasticidade (ou de Young) e o amortecimento a partir do som emitido pelo corpo de prova. Este som, ou resposta acústica, é composto pelas frequências naturais de vibração do corpo que são proporcionais aos módulos elásticos e sua amplitude decai de acordo com o amortecimento do material.

Sendo assim, os módulos elásticos são essenciais para o controle de qualidade dos materiais. Tal ensaio pode ser mais bem compreendido através da figura 1.

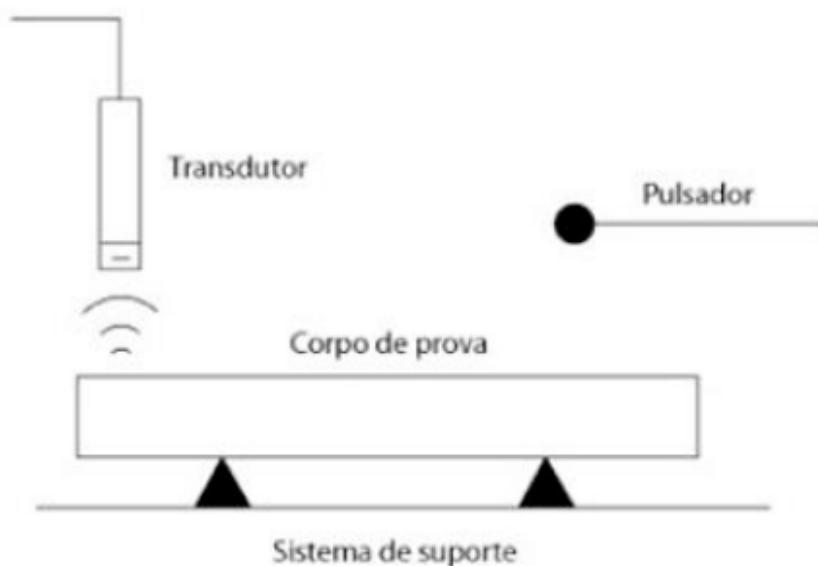


Figura 1- Método dinâmico de excitação por impulso.

Fonte: Sonelastic.com

A realização do ensaio consiste inicialmente no posicionamento do corpo de prova sobre um suporte adequado para sua geometria, ficando suportado por fios nos pontos nodais. Antes da realização do ensaio, as condições de contorno e precisão desejada são definidas pelo operador.

Sendo assim, o corpo de prova é excitado através de uma leve pancada mecânica por um pulsador eletromagnético (manual ou automático). A resposta acústica é captada por um captador acústico e processada pelo software, que calcula os módulos de elasticidade e o amortecimento a partir das frequências naturais de vibração (frequências de ressonância). O amortecimento é calculado pelo método do decremento logarítmico a partir da taxa de atenuação do sinal.

Dessa forma, uma solução viável para o problema da ausência de controle tecnológico é a utilização de ensaios de caracterização dos materiais, feito pelo ensaio não destrutivo baseado na resposta acústica do material ensaiado (técnica de excitação por impulso). Segundo Silva e Campiteli (2008), o módulo de elasticidade é uma expressão da rigidez da argamassa no estado endurecido que é proporcionado pelo cimento hidratado e pela imbricação entre as partículas dos agregados, forma e rugosidades dos grãos, entre outros fatores.

3 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

A argamassa apesar de ser um produto largamente utilizado na construção civil, na maioria dos casos apresentam dosagem e formas de produção indevidas. Há uma grande variabilidade na dosagem de argamassas, apresentando muitas vezes dosagens antieconômicas, que além de elevar os custos para os construtores, acabam por gerar módulos de elasticidade e resistências bastante variados. As principais causas desse problema são a ausência de uma orientação adequada acerca das condições de dosagens desse material, como também ausência do controle tecnológico desses materiais, contribuindo para a geração de problemas patológicos nas edificações e gerando um aumento dos custos de construção.

REFERÊNCIAS

RECENA, F., A., P.; **Conhecendo Argamassa**. EDIPUCRS. Porto Alegre, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT-NBR 13281 – **Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2005.

RIBEIRO, C. et al. **Materiais Construção Civil**. 3^a edição. Editora UFMG. Belo Horizonte, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT-NBR 7211 – **Agregado para concreto**. Rio de Janeiro, 2005.

MACIEL, L., L.; BARROS, M., M., S., B.; SABBATINI, F.; H. **Recomendações para a execução de revestimentos de argamassa para paredes de vedação internas e exteriores e tetos**. São Paulo, 1998.

GOMES, A.O; NEVES, C, M, M. **Proposta de método de dosagem racional de argamassas contendo argilominerais.** Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído-ANTAC. Porto Alegre, 2002.

CARASEK, H. Instituto Brasileiro do concreto. Livro de Materiais de Construção Civil – **Argamassas**. Cap.26. [2010?] Disponível em: <http://pt.scribd.com/doc/89963444/Argamassas-Ibracon>. Acesso em: Março. 2014.

SANTOS, M., L., L., de O. **Aproveitamento de resíduos minerais na formulação de argamassas para a construção civil.** Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT-NBR 7215 - . **Cimento Portland – determinação da resistência à compressão.** Rio de Janeiro, 1996.

DIÓGENES et al. **Determination of modulus of elasticity of concrete from the acoustic response.** IBRACON Structures and Materials Journal. Vol. 4. Nº 5, December, 2011.

PEREIRA, A. H. A.; VENET, M.; TONNESEN, T.; RODRIGUES, J. A. **Desenvolvimento de um equipamento para a caracterização não-destrutiva dos módulos elásticos de materiais cerâmicos.** 2010.

SILVA, N.G; CAMPINELI, V.C. **Correlação entre o módulo de elasticidade dinâmico e resistências mecânicas de argamassas de cimento, cal e areia.** 2008.

MARTINS, L. A. **Desenvolvimento de argamassa auto adensável de alta resistência.** Universidade Tecnológica Federal do Paraná. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.NBR 15630: **Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos- determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultra-sônica.** Rio de Janeiro, 2008.

A IMPORTÂNCIA DO EMPREGO DE MATERIAIS RETARDANTES AO FOGO NAS GALERIAS COMERCIAIS DA CIDADE DE JUIZ DE FORA

Jenifer Pungirum Quaglio

UFJF, Faculdade de Engenharia

Juiz de Fora – MG

Maria Teresa Barbosa

UFJF, Faculdade de Engenharia

Juiz de Fora – MG

Wendell Albuquerque

UFJF, Faculdade de Engenharia

Juiz de Fora – MG

dotadas de forma a mitigar as possibilidades de ocorrência do fogo, bem como a de reduzir sua extensão, quando este é inevitável. Sendo assim, a proposta aqui é levantar as características das galerias localizadas na área central da cidade, área delimitada pelas Avenidas Barão do Rio Branco, Presidente Itamar Franco e Francisco Bernardino sendo que, este trabalho analisará somente àquelas denominadas mistas com mais de 5 (cinco) pavimentos, totalizando 29 (vinte e nove) galerias. E, finalmente, apresentar sugestões de melhorias e adaptações a serem empregadas no local, baseadas na normalização vigente e nos materiais retardantes do fogo disponíveis no mercado, a fim de adaptar as galerias às condições mínimas de segurança necessárias e facilitar a emissão do Auto de Vistoria do Corpo de Bombeiros para as galerias de Juiz de Fora e similares.

PALAVRAS-CHAVE: galerias comerciais, incêndio, materiais retardantes, prevenção.

THE USE IMPORTANT OF LOWER IGNITION BUILDING MATERIALS IN COMMERCIAL GALERIES IN JUIZ DE FORA CITY

ABSTRACT: The high incidence of fire occurrences and the lack of staff of the Fire Department, together with the precarious working conditions, led to a change of attitude

RESUMO: A grande incidência de ocorrências de incêndios e a falta de efetivo do Corpo de Bombeiros unidos as condições precárias de trabalho, levaram a uma mudança de atitude quanto ao combate de sinistros. A prioridade agora é a utilização de medidas de prevenção e combate passivas, ou seja, aquelas que inibem e/ou retardam a propagação das chamas e da fumaça visando possibilitar um tempo maior de evacuação do local e estendendo o tempo inicial do incêndio até a chegada dos Bombeiros. Uma particularidade da cidade de Juiz de Fora (MG) é o grande número de galerias localizadas no centro urbano, cerca de 61 (sessenta e uma) que variam de acordo com a classificação adotada em: comercial, residencial e mista –comercial e residencial; no que se refere a um projeto de segurança contra incêndio. A prevenção de incêndios é um conjunto de normas e ações

in the fight against accidents. The priority now is the use of passive prevention and combat measures, ie those that inhibit and / or delay the spread of flames and smoke to enable a longer evacuation time and extending the initial fire time. until the arrival of the Fire Department. A particularity of the city of Juiz de Fora (MG) is the large number of galleries located in the urban center, around 61 (sixty-one) that vary according to the classification adopted in: commercial, residential and mixed - commercial and residential; regarding a fire safety project. Fire prevention is a set of rules and actions designed to mitigate the chances of fire, as well as to reduce its extent when it is unavoidable. Thus, the proposal here is to survey the characteristics of the galleries located in the central area of the city, an area delimited by Barão do Rio Branco Avenues, President Itamar Franco and Francisco Bernardino. (five) floors, totaling 29 (twenty-nine) galleries. And, finally, make suggestions for improvements and adaptations to be used on the spot, based on current standardization and commercially available fire retardant materials, in order to adapt the galleries to the necessary minimum safety conditions and facilitate the emission of the Auto. Inspection Department for the Juiz de Fora and similar galleries.

KEYWORDS: commercial galleries, fire, retardant materials, prevention.

1 | INTRODUÇÃO

Para que ocorra um incêndio são necessários quatro elementos, comumente denominado por “Tetraedro do Fogo”, a saber: calor, combustível, comburente e reação em cadeia. No entanto, consideráveis quantidades de materiais combustíveis, para queimar, não necessitam do calor de uma chama (aproximados valores entre 500°C e 1000°C) mas, dependendo do ponto de ignição, basta o contato com metais ou outros materiais aquecidos para que atinjam a ignição. Como exemplo, podemos citar que a gasolina atinge sua ignição a 280°C e basta aproximar um ferro aquecido a 400°C (sem chama) que é o suficiente para causar uma explosão. O Cel. Orlando Secco (1982) já dizia que as causas de um incêndio podem ser classificadas em três tipos: Causas Humanas (culposas e criminosas); Causas Naturais; Causas Acidentais: (elétricas, mecânicas e químicas).

A cidade de Juiz de Fora tem como característica marcante a concentração do elevado número de galerias comerciais no centro da cidade. As mesmas são formadas por corredores de largura variada que atravessam ou apenas cortam o quarteirão, compostas por lojas no pavimento térreo, que possibilita uma concentração de comércios e circulação de pessoas pelo interior das quadras. A grande maioria das galerias possui mais de um pavimento, formada por mais de uma edificação, podendo ser de quatro tipos: somente comercial composta de uma edificação; somente comercial composta de mais de uma edificação; mista (comércio e residência) composta de uma edificação e mista (comércio e residência) composta de mais de uma edificação.

A falta de afastamento entre as edificações, a variabilidade dos tipos construtivos

e das alturas, a diversificação do comércio, presença de imóveis tombados e generalização inadaptable das legislações dos bombeiros às características do centro de Juiz de Fora, impedem que os imóveis da área central, principalmente que contemplam as galerias comerciais, tenham aprovação de projetos de prevenção e combate a incêndio. Tais projetos visam proporcionar condições de segurança contra incêndio e pânico aos ocupantes da edificação, minimizar os riscos de propagação do fogo, proporcionar meios de controle e extinção do incêndio e garantir as intervenções de socorro e urgência.

O objetivo deste trabalho é apontar as características das galerias mistas, na região de estudo, com mais de 5 (pavimentos), na área compreendida entre as avenidas: Barão do Rio Branco, Presidente Itamar Franco e Francisco Bernardino, também conhecida pelo Corpo de Bombeiros como “Triângulo do fogo central” (Figura 1) e apresentar uma proposta passível de implementação para assegurar a segurança dos usuários e mitigar as consequências de um incêndio.



Figura 1 – Delimitação da área estudada. Fonte: Adaptada do google mapas de 7/7/2016.

2 | PREVENÇÃO DE INCÊNDIO

De acordo com a Lei Estadual nº 14.130/2001 e Decreto Estadual nº 44.746/2008, toda edificação destinada ao uso coletivo (seja residencial, comercial, industrial, etc.) deve ser regularizada junto ao Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais - CBMMG. Como forma de certificar a segurança da edificação regularizada, o CBMMG criou o Auto de Vistoria do Corpo de Bombeiros (AVCB), documento emitido após a verificação das medidas de segurança instaladas em conformidade com o Projeto de Segurança Contra Incêndio e Pânico (PSCIP) - composto pela documentação

que contém informações sobre edificações ou áreas de risco e o respectivo projeto técnico contendo as medidas de segurança contra incêndio e pânico, que deve ser apresentada no CBMMG para avaliação em análise técnica - visando garantir à população a segurança mínima contra o sinistro. [Quaglio, 2015]

Atualmente, o Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais usufrui de 41 Instruções Técnicas (IT), sendo que a 30 e a 36 estão suspensas. Tais instruções são elaboradas com o objetivo de normalizar medidas e procedimentos de segurança, prevenção e proteção contra incêndio e pânico nas edificações e áreas de risco. Cabe ressaltar que incêndio é definido como o fogo sem controle. [CBMMG]

Nenhum incêndio é passível de ser totalmente evitável. Cabe a nós garantirmos que, quando de sua ocorrência, o mesmo seja passível de extinção de forma rápida e segura. Existem duas formas de proteção contra um incêndio: a ativa e a passiva. A forma ativa caracteriza-se pela aplicação de medidas como acessibilidade ao lote (afastamentos) e ao edifício (janelas e outras aberturas), rotas de fuga (corredores, passagens e escadas), compartimentação, entre outros. A forma passiva pela instalação de dispositivos como extintores, hidrantes, chuveiros automáticos (sprinklers), sistemas de iluminação de emergência, alarme, entre outros.

Existem três formas de propagação do calor de forma individual ou combinadas: condução, convecção e irradiação. Ele é transferido dos corpos de maior temperatura para os de menor até o equilíbrio de suas energias, sendo a causa direta da queima de material e de outras formas de danos pessoais onde incluem desidratação, insolação, fadiga e problemas para o aparelho respiratório, além de queimaduras que podem levar até a morte.

Considerando a geografia da cidade de Juiz de Fora, é quase impossível a aplicação de medidas ativas nas edificações da região central, local de maior concentração de comércio e fluxo de pessoas, onde encontra-se uma grande quantidade de galerias comerciais que atravessam grandes quarteirões.

Devido as galerias centrais englobarem mais de uma classificação de edificação e áreas de risco quanto à ocupação, conforme Tabela 01 do Decreto Estadual nº 44.746/2008, priorizamos aqui as galerias que comportam edificações classificadas de Média a Alta Altura, conforme a Tabela 02 do mesmo decreto, devido a grande quantidade mínima de medidas de segurança contra incêndio que são exigidas para aprovação de projeto e posterior liberação do AVCB. Para o corpo de bombeiros, uma edificação de média altura é aquela que possui mais de doze metros, medindo do piso do térreo até o piso do último pavimento, ou seja, consideramos edificações com mais de cinco pavimentos.

Cabe ressaltar que as galerias são formadas por várias edificações e, todas aquelas que possuem no mínimo uma galeria com cinco pavimentos, foi considerada neste estudo.

3 | A CIDADE DE JUIZ DE FORA

Situada na Zona da Mata em Minas Gerais, originou-se a partir da abertura do caminho novo, estrada criada em 1707 para o transporte do ouro da região de Vila Rica (Ouro Preto). Ao longo da margem da estrada, diversos povoados foram surgindo estimulados pelo movimento das tropas que ali transitavam rumo ao porto do Rio de Janeiro. A elevação à cidade ocorreu em 1865, quando foi adotada a denominação de Juiz de Fora. O IBGE estima que a população de Juiz de Fora em 2018 é de 564.310 pessoas. Considerando a população flutuante, podemos considerar que este valor ultrapassa os 700.000. A cidade ocupa a quarta posição no ranking das mais populosas do estado, atrás de Contagem (658.580), Uberlândia (676.613) e a capital Belo Horizonte (2.523.794). O município é o 37º no ranking nacional e o 17º entre aqueles que não são capitais, mas que possuem mais de 500 mil habitantes. (<https://diarioregionaljf.com.br/2017/08/30/ibge-affirma-que-juiz-de-fora-e-a-quarta-cidade-mais-populosa-do-estado/>). Aberta em 1853, a Rua Halfeld é considerada a Rua central de ligação entre as demais vias de grande fluxo de pessoas na região central. Em 15 de novembro de 1975 foi inaugurada a principal alteração na Rua Halfeld: O Calçadão, que transformou a parte central da rua em área exclusiva para pedestres. A região do centro, de acordo com a classificação do Plano Diretor de Juiz de Fora, possui 06 Unidades de Planejamento, englobando 24 bairros. Simboliza o “coração” da cidade, apresenta grandes concentrações de população e de atividades e é marcado pela heterogeneidade tanto em termos demográficos quanto sob a ótica do nível de renda e de funções.

Na Área Central, compreendida pelo triângulo maior formado pelas Avenidas Barão do Rio Branco, Presidente Itamar Franco e Francisco Bernardino, incorporando as Praças Antônio Carlos e Dr. João Penido (Praça da Estação), o Parque Halfeld e os seus entornos, está concentrada a maior diversidade de atividades urbanas, sejam elas comerciais, culturais, prestadoras de serviços, residenciais ou institucionais. A saturação desta área, sobretudo quanto ao tráfego veicular, a excessiva verticalização concentrada, o conflito entre o patrimônio histórico e a renovação urbana, são pontos fundamentais a serem estudados, com vistas, acima de tudo, à prevenção de sinistros. De acordo com informações fornecidas pelo Departamento de Cadastro Imobiliário Municipal da Secretaria de Atividades Urbanas da Prefeitura de Juiz de Fora na data de 20/11/ 2014, na área aqui trabalhada, existe um total de 767 lotes com 14.410 imóveis, sendo estes classificados de acordo com as tabelas 1.1 e 1.2:

Destinação	Quantidade
COM/SERV	6976
INDUSTRIAL	33
OUTROS ⁽¹⁾	2678
RESIDENCIAL	4697
SEM USO	26
Total	14.410

Tabela 1.1 Quantidade de imóveis de acordo com o tipo de utilização. [Fonte: Departamento de Cadastro Imobiliário Municipal da SAU-PJF]

Tipo do Imóvel	Quantidade
APARTAMENTO	4603
CASA	142
GALPAO	2686
LOJA	3854
SALA	3082
SEM INFORMAÇÃO	24
TELHEIRO	19
Total	14.410

Tabela 1.2 Quantidade de imóveis de acordo com o tipo de utilização. [Fonte: Departamento de Cadastro Imobiliário Municipal da SAU-PJF]

4 | GALERIAS COMERCIAIS

Não foram encontradas definições claras do que seria considerada uma galeria comercial nem para Prefeitura no Código de Obras da cidade e na Lei de Uso e Ocupação do Solo, nem para os Bombeiros em suas Instruções Técnicas e normatizações e nem no dicionário. As definições de galeria, travessa, beco, servidão ou uma via de passagem se sobrepõem e se contradizem em todas as referências. Assim como na arquitetura, todos possuem suas próprias definições do que seria uma galeria comercial. O arquiteto Frederico Braida conceitua as galerias como “passagens que servem para ligar uma rua à outra através de um edifício, geralmente ladeada por lojas comerciais”¹. Braida (2011, p.17) emprega o termo passagem em seu trabalho, definindo-o como “local por onde caminham os pedestres”. Sendo assim, para efeito desta pesquisa a fim de organizarmos as características levantadas, consideraremos Galerias Comerciais como:

O corredor de passagem apenas de pedestres, obrigatoriamente com estabelecimentos comerciais no pavimento térreo e opcional nos demais, possuindo um ou mais andares, coberta ou descoberta, sendo pública ou privada e constituída por uma ou mais edificações.

Com a missão de permitir o maior fluxo de pessoas entre as quadras da região central, que possuem dimensões em torno de sessenta metros de largura por oitenta de comprimento, aumentar o número de lojas permitindo a circulação das pessoas entre vitrines e permitir o acesso dos moradores em edificações no interior do quarteirão, a partir da década de 1920, as galerias comerciais, com destaque para o primeiro exemplar delas a Galeria Pio X—precursora desta nova tipologia em todo o estado de Minas Gerais e para duas outras galerias resultantes de um espaço residual nas laterais de um grande teatro (Theatro Central), a tipologia urbana e arquitetônica que se inseriria na cidade tinha a função de elementos transitórios entre ruas e trazia para Juiz de Fora a característica tipológica de transgressão de quadra. O princípio

da galeria é permitir maiores áreas exclusivas para pedestres quando o volume do trânsito no centro tornou-se pesado. A Figura 02 aponta o posicionamento aproximado de cada galeria levantada neste trabalho onde as vermelhas são aquelas com mais de cinco pavimentos.

Cabe ressaltar que, priorizando a questão do risco de incêndio, os edifícios que apresentam: um corredor de passagem no primeiro pavimento, composto de estabelecimentos comerciais no térreo, residenciais ou de prestação de serviço nos demais, com uma ou mais saídas para a via pública, que contém a portaria de entrada da edificação com acesso por dentro deste corredor de passagem e permite a circulação pública livre no pavimento térreo, também foram considerados relevantes para esta pesquisa por conter características similares às galerias. Apesar de se tratarem de unidades autônomas, independentes e com apenas um condomínio, seus posicionamentos nas grandes quadras sem afastamentos laterais nem isolamento de compartimento, também dificultam a liberação do AVCB. Devido à edificação permitir o acesso livre da população no primeiro pavimento para alcançar o comércio e salas de serviço em seu interior, fica aqui entendido como a presença de pessoas estranhas –não familiarizadas com o local –que desconhecem a dinâmica de funcionamento do prédio, suas rotas de fuga e seus equipamentos de combate a incêndio, equiparandose aos riscos encontrados nas galerias comerciais.

4.1 Características Físicas

As galerias comerciais de Juiz de Fora não possuem um padrão pré-elaborado que possamos considerar. A característica específica de todas elas é a presença de lojas comerciais no pavimento térreo e abertas ao público no período diurno. As demais características levantadas que variam entre elas foram:

Número de edificações que compõem a galeria; Descobertas ou cobertas por telha ou laje; Com uma ou mais saídas para a via pública; Fecha ou não a noite e aos finais de semana;	Largura e comprimentos variados; Comerciais ou mistas (comércio e residência); Número de pavimentos da(s) edificação(ões) que compõem a galeria; Possui ou não central de gás;
--	--

Tabela 1.3 Características físicas utilizadas para classificar as galerias comerciais de Juiz de Fora.

A categoria das lojas vai desde o pequeno comércio até grandes centrais atacadistas, de “pronta-entrega”. Devido a largura das quadradras favorecer a construção de grandes lojas com mais de 200m² algumas dessas áreas foram utilizadas para abertura de pequenos “camelôs” formando um ou dois corredores dentro delas. Os “camelôs” aqui chamados, são pequenos espaços entorno de 5m², separados por divisórias de madeira ou PVC, sem cobertura individual, os quais utilizam toda iluminação e ventilação em conjunto. Tais categorias foram aqui também consideradas como galerias comerciais por apresentarem tal formação já a alguns anos na cidade, ser frequente a abertura/aproveitamento de grandes lojas com esse tipo de formação e por apresentarem os riscos iguais ou até maiores do que as galerias comerciais tradicionais. Cabe ressaltar que este tipo de aproveitamento de loja sendo transformado em galeria também foi identificado em São Paulo, Rio de Janeiro e Belo Horizonte, ou seja, demonstra a importância de uma Norma mínima de segurança para estabelecimentos com essas características no Brasil.

A saturação da área central, sobretudo quanto ao tráfego de veículos, a excessiva verticalização concentrada e o conflito entre o patrimônio histórico e a renovação urbana, são as suas características mais marcantes. Observando a sua configuração, nota-se que ela é circundada por uma ocupação tipicamente residencial com predominância de padrão socioeconômico médio e alto, enquanto no Centro, propriamente dito –na área aqui estudada –podemos encontrar todas as classes sociais e comércio destinados para todos os segmentos econômicos.

4.2 RISCOS FÍSICOS

Quem tem um mínimo de conhecimento técnico sobre Prevenção e Combate a Incêndio basta andar pelas galerias que identificará os riscos que são proporcionados pela falta de instrução, consciência e fiscalização no comércio central. Como a maioria das lojas possui seus depósitos no 2º pavimento ou em mezaninos, pilhas de caixas de papelão e plásticos são amontoadas em condições precárias nas sobrelojas. A presença de várias lanchonetes também potencializa o risco de incêndios por utilização

de gás de cozinha e óleos quentes. A grande maioria das lojas atualmente possui ar-condicionado, ventiladores mais potentes, cafeteiras elétricas e até micro-ondas. Devido às edificações serem datadas com mais de trinta anos de idade, diversos incêndios já ocorreram causados por curtos-circuitos por falta de manutenção ou sobrecarga da rede. A manutenção das instalações elétricas não acompanhou o rápido crescimento da utilização de materiais elétricos assim como as condições precárias e “temporárias” que formam verdadeiros ‘gatilhos’ nas instalações potencializando o risco de sinistros como exemplificado na Figura 2.

O Decreto nº 46.595 de 10/09/2014 em seu ART 3º, XXXVI, define: “-risco: exposição ao perigo e a probabilidade da ocorrência de um sinistro”. De acordo com a Tabela 4 do mesmo decreto -Classificação do Risco Quanto à Segurança Contra Incêndio e Pânico – consideramos que as quadras da área central de Juiz de Fora e, consequentemente as galerias pertencentes a elas, são classificadas com o RISCO ALTO: “Edificação ou área de risco que não possui compartimentação, isolamento de risco ou sistema eficaz automático de combate a incêndio, permitindo em caso de incêndio, a possibilidade de propagação deste para outras divisões e/ou níveis...”

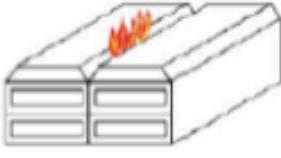
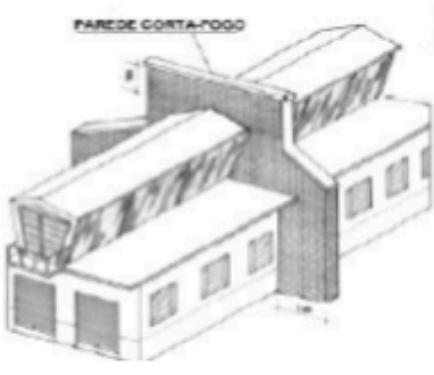


Figura 2 - Teto de uma loja localizada na Rua Barão de São João Nepomuceno. Durante a reforma ficaram expostas as condições precárias e inadequadas das instalações elétricas, e próximas ao isolamento de espuma (material inflamável). Esta situação é inadequada e comumente encoberta por forros de gesso ou PVC.
[acervo próprio – data: 03/05/2015]

Mas não adianta equipar o local com dispositivos de combate a incêndio ou rotas de fuga se não houver a correta orientação, o correto treinamento e sinalização adequados. A grande maioria da população não sabe utilizar um extintor de incêndio e nem mesmo os próprios funcionários das lojas sabem onde os mesmos ficam localizados. Assim como é necessária a manutenção periódica de todos os dispositivos de alarme, iluminação e combate a incêndio.

A Instrução Técnica 05 determina critérios para isolar externamente os riscos de propagação do incêndio por radiação de calor, convecção de gases quentes e transmissão de chama, para evitar que o incêndio proveniente de uma edificação se propague para outra, ou retardar a propagação permitindo a evacuação do público até a chegada dos bombeiros. Esta Instrução Técnica aplica-se a todas as edificações, independentemente de sua ocupação, altura, número de pavimentos, volume, área total e área específica de pavimento, para considerar-se uma edificação como risco

isolado em relação à (s) outra (s) adjacente (s) na mesma propriedade. O tipo de propagação e o consequente tipo de isolamento a ser adotado dependem do arranjo físico das edificações que, por sua vez, determinam os tipos de propagações. No centro de Juiz de Fora, as situações tipicamente encontradas são:

<p>a) Propagação do fogo entre duas edificações geminadas, pelas aberturas localizadas em suas fachadas e/ ou pelas coberturas das mesmas, por transmissão direta de chamas e convecção de gases quentes.</p>  <p>Figura 3 -Propagação entre duas edificações geminadas de mesma altura. (IT05)</p>	<p>b) Propagação do fogo entre edificações geminadas, por meio da cobertura de uma edificação de menor altura e a fachada de outra edificação, por transferência de energia.</p>  <p>Figura 4 -Propagação entre duas edificações geminadas com altura diferenciada. (IT05)</p>	<p>c) O recomendado seria que as edificações que não possuem espaçamento entre si mas sim que fossem separadas por parede corta-fogo entre as edificações contíguas (Figura 5).</p>  <p>Figura 5- Parede corta fogo (IT05)</p>
--	---	--

Além da disposição física, também foram identificados vários imóveis em situação de Tombamento. De acordo com a Lista da FUNALFA - Fundação Cultural Alfredo Ferreira Lage – responsável por responder pela política cultural do município e vários espaços culturais, atualizada no site da Prefeitura em 04/10/2014, dos 186 bens imóveis tombados em toda a cidade 67 estão localizados aqui na área trabalhada, ou seja, 36% dos imóveis são patrimônios tombados. Para fins da IT05, um conjunto arquitetônico é formado por pelo menos uma edificação tombada e edificações vizinhas, ainda que não tombadas, de tal modo que os efeitos do incêndio gerado em uma delas possam atingir as outras. São características dos imóveis tombados na cidade: construção em tijolos maciços, sem estrutura de vigas e pilares, piso e forro de madeira, guarnições em madeira, engradamento da cobertura de telhas cerâmicas também em madeira, sem afastamento com as edificações adjacentes, instalações elétricas antigas e em estado precário de conservação. Sendo assim, não só as edificações históricas são potenciais riscos de incêndios que podem atingir todo um quarteirão, assim como as

galerias são também um risco para os patrimônios históricos da cidade.

4.3 Problemas e Entraves na Liberação do Auto de Vistoria do Corpo de Bombeiros

A Instrução Técnica 02 do Corpo de Bombeiros de Minas Gerais tem como pré-requisito para liberação do AVCB que a edificação em análise tenha uma distância de segurança entre as adjacentes conforme os critérios na IT (isolada), ou, que a edificação seja compartimentada. A distância mínima de segurança é o afastamento entre uma face exposta da edificação ou de um local compartimentado à divisão do lote, ao eixo da rua ou a uma linha imaginária entre duas edificações ou áreas compartimentadas do mesmo lote, medida perpendicularmente à face exposta da edificação. Compartimentar é separar um ou mais locais da edificação por intermédio de paredes resistentes ao fogo, portas, selos e “dampers” corta fogo. A compartimentação tem como características básicas a vedação térmica e a estanqueidade à fumaça, onde o elemento construtivo estrutural e de vedação possui resistência mecânica à variação térmica no tempo requerido de resistência ao fogo –TRRF, determinado pela norma correspondente, impedindo a passagem de calor ou fumaça, conferida à edificação em relação às suas divisões internas como na figura 5.

A Instrução Técnica 05 no item 2.3 afirma que “as edificações situadas no mesmo lote que não atenderem às exigências de isolamento de risco serão consideradas como uma única edificação para o dimensionamento das medidas de proteção previstas no Regulamento de Segurança Contra Incêndio e Pânico nas edificações e áreas de risco do Estado de Minas Gerais”. Tal exigência impede o corpo de bombeiros de aprovar qualquer projeto apresentado sem que a edificação seja considerada compartimentada pois nenhuma edificação nos quarteirões centrais que contém galerias comerciais são isoladas. Sendo assim, como exemplo dos quarteirões entre as ruas Halfeld, Marechal Deodoro e Mister Morre, seria necessário que todos os 36 e 46 imóveis apresentassem o PSCIP e fossem aprovados de uma só vez por quadra. Outra dificuldade encontrada pelos bombeiros, excluindo a questão da falta de isolamento, é de quem cobrar o projeto dentro da galeria. A maioria das galerias são formadas por mais de uma edificação e, a área de comércio da galeria muitas vezes possui um condomínio diferente da área residencial, causando conflitos em quem vai arcar com os custos. Devido a galeria ser uma via de circulação pública, os condomínios alegam que a Prefeitura é quem deve arcar com as custas do projeto e instalação dos equipamentos.

A falta de legislação sobre prevenção e combate a incêndio que estipulem as condições mínimas de segurança nos estabelecimentos das galerias comerciais, unidas a flutuação constante dos tipos de comércio devido a crise econômica e variação imobiliária, propiciam uma desorganização dos ambientes facilitando as instalações precárias e clandestinas que colocam em risco o local e seu entorno. Atualmente, assim como desde anos atrás, o efetivo do corpo de bombeiros é insuficiente para

que hajam vistorias anuais nos estabelecimentos comerciais em uma cidade de tal porte. Mesmo que haja uma vistoria a cada três ou cinco anos, uma loja que hoje abre como sapataria, em dois anos ou menos pode passar a funcionar um restaurante. Assim, faz-se necessário que sejam estipuladas condições mínimas de segurança antes da instalação de qualquer tipo de comércio no centro, previamente autorizadas pelo corpo de bombeiros.

5 | METODOLOGIA DE PESQUISA

Para efeito desta pesquisa, das 61 galerias identificadas no centro, prioriza-se o estudo daquelas acima de 5 (cinco) pavimentos onde 29 (vinte e nove) galerias foram assim classificadas, mapeadas e suas características levantadas a fim de se identificar aspectos comuns, particularidades e, posteriormente, ser feita a análise dos dados e como eles influenciam na dificuldade de aplicabilidade das Normas em Projetos de Prevenção e Combate a Incêndio - PPCI -gerando risco à população. De acordo com os estudos feitos em campo e conclusão das análises, correções e propostas de melhorias utilizando materiais retardantes do fogo como forma passiva de combate a incêndio foram apresentadas visando à mitigação dos riscos.

Cumpre esclarecer que os estudos efetuados em campo e as análises, possibilitam apresentar propostas de melhorias e correções visando à mitigação dos riscos e não a garantia de que um sinistro nunca irá acontecer. Nesse sentido, foram coletadas as seguintes informações acerca das 29 galerias estudadas:

- 1) *Dados Gerais*: consiste na identificação: Nome (incluindo Lei e decreto de denominação); Endereço; Coordenada geográfica; Largura; Comprimento de entrada até o ponto mais distante; Número de pavimentos e composição dos mesmos (serviço/residência); Número de estabelecimentos comerciais.
- 2) *Dados Construtivos*: Tipo de cobertura: telhado, laje, descoberta ou mista.
- 3) *Dados Preventivos*: Número de rotas de fuga; AVCB (Auto de Vistoria do Corpo de Bombeiros); Hidrantes; Sinalização de emergência; Iluminação de emergência; Extintores; Escada de emergência; Sprinklers; Brigadistas.

6 | RESULTADOS E ANÁLISES

1) Quanto a responsabilidade de elaboração do PSCIP: Em diversas literaturas encontrou-se a definição de que ‘As galerias são vias públicas de domínio privado’. Esta definição foi explicada em documento no Processo 5389/99, referente à Lei municipal 9659/1999 sobre o fechamento das galerias, onde consta afirmação de que as galerias são vias urbanas particulares e, para que se tornem logradouros públicos, é necessário que sejam adquiridas pelo município. Ou seja, as galerias e seus projetos de prevenção são de responsabilidade particular dos proprietários do terreno. Este estudo

faz aumentar ainda mais a necessidade de projetos urbanísticos, arquitetônicos e de prevenção e combate a incêndio adaptados as condições urbanísticas diferenciadas do centro de Juiz de Fora. Maior adensamento, maior exposição ao risco, maiores devem ser as medidas de prevenção.

2) Quanto aos dados coletados in loco e informações fornecidas pelo corpo de bombeiros:

Nº	NOME	Dados Construtivos	Dados Preventivos	
			PSCIP	Aprovado
1	Messias Nunes Rebello	23,56m de comprimento, 1 rota de fuga, 2 edificações de 2 pavimentos cada, com 7 lojas e cobertura em laje e telha.	Não	Não
2	Center 467	45,32m de comprimento, 1 rota de fuga, 1 edificação de 3 pavimentos, com 12 lojas e cobertura em telha.	Não	Não
3	Centro Comercial Manchester	43,83m, 2 rotas de fuga, 1 edificação de 8 pavimentos, com 11 lojas e cobertura em telha e laje.	Não	Sim
4	Centro Comercial Riachuelo	76,42m, 2 rotas de fuga, 5 edificações, 5 pavimentos, com 30 lojas e cobertura em laje e telha.	Não	Sim
5	Edifício Brumado	26,01m, 1 rota de fuga, 1 edificação, 9 pavimentos, com 4 lojas e cobertura em laje.	Não	Sim
6	Edifício Sedan	25,75m, 1 rota de fuga, 1 edificação de 7 pavimentos, com 25 lojas e cobertura em laje.	Não	Sim
7	Carmelo Sirimarco	64,32m, 2 rotas de fuga, 5 edificações de 4 a 10 pavimentos, com 129 lojas e cobertura parcial em laje e parcial descoberta.	Não	Não
8	dos Previdenciários	74,46m, 2 rotas de fuga, 2 edificações de 2 e 10 pavimentos, com 7 lojas e cobertura em laje.	Não	Não
9	Edgard Bento Salgado	12,94m, 5 rotas de fuga, 1 edificação de 14 pavimentos, com 42 lojas e cobertura em laje.	Não	Sim
10	Epaminondas Braga	84,41m, 2 rotas de fuga, 3 edificações de 12, 3 e 9 pavimentos, com 55 lojas e cobertura em laje e telha.	Não	Não
11	Farmacêutico Miguel Giovanini	41,72m, 5 rotas de fuga, 1 edificação de 12 pavimentos, com 97 lojas e cobertura em laje e telha.	Não	Não
12	Francisco Barrajo Cid	Parte com 29,98m parte com 63,94m, 2 rotas de fuga, 2 edificações de 6 pavimentos, com 72 lojas e cobertura em laje.	Não	Sim
13	Dr. João Beraldo	85,56m, 4 rotas de fuga, 5 edificações de 1 a 11 pavimentos, com 125 lojas e cobertura em laje mais telha.	Não	Não
14	Pio X	84,41m, 2 rotas de fuga, 1 edificação, 5 pavimentos, com 103 lojas e cobertura em laje e parcialmente descoberta.	Não	Não

15	Prefeito Álvaro Braga	41,47m, 2 rotas de fuga, 4 edificações de 4 a 8 pavimentos, com 31 lojas e cobertura parcial em laje e parcial descoberta.	Não	Não
16	Isaltino da Silveira Filho	41,74m, 2 rotas de fuga, 1 edificação de 11 pavimentos, com 12 lojas e cobertura em laje.	Não	Sim
17	Dr. Machado Penido - Salzer	54,38m, 2 rotas de fuga, 1edificação de 19pavimentos, com 15 lojas e cobertura em laje mais telha.	Não	Não
18	Tenente Belfor Arantes	86,28m, 2 rotas de fuga,3 edificações de 4 a 7 pavimentos, com 68 lojas e cobertura em laje mais telha.	Não	Sim
19	Alberto Andrés	36,42m de comprimento, 2 rotas de fuga, 2 edificações de 13 e 18 pavimentos cada, com 14 lojas e cobertura em laje.	Não	Não
20	Irmãos Hammound - Residencial Mont Serrat	48,00m de comprimento, 2 rotas de fuga, 1 edificação de 15 pavimentos cada, com 26 lojas e cobertura em laje.	Não	Sim
21	L a b i b e Simão	25,58m de comprimento, 2 rotas de fuga, 1 edificação de 16 pavimentos cada, com 11 lojas e cobertura em laje e telha.	Não	Não
22	Afonso da Mota - GHS Shopping	49,51m de comprimento, 3 rotas de fuga, 2 edificações de 11 pavimentos cada, com 24 lojas e cobertura em laje e telha.	Não	Não
23	G o l d e n Center	17,48m de comprimento, 2 rotas de fuga, 2 edificações de 17 pavimentos cada, com 40 lojas e cobertura em laje.	Não	Não
24	Horácio Moreira Dias - Space Center	6,97m de comprimento, 1 rota de fuga, 1 edificação de 19 pavimentos cada, com 8 lojas e cobertura em laje.	Não	Sim
25	Mister Shopping	<50,00m de comprimento, 3 rota edificação de fuga, 1 edificação de 8 pavimentos cada, com 140 lojas e cobertura em laje e telha.	Não	Sim
26	Santa Cruz	>40,00m de comprimento, 7 rotas de fuga, 1 edificações de 9 pavimentos cada, com mais de 250 lojas e cobertura em laje.	Não	Sim

27	Solar São Sebastião	32,90m de comprimento, 1 rota de fuga, 1 edificação de 5 pavimentos cada, com 15 lojas e cobertura em laje mais telha.	Não	Não
28	Antonio Sallin Arbex	30,52m de comprimento, 1 rota de fuga, 1 edificação de 10 pavimentos cada, com 50 lojas e cobertura em laje.	Não	Não
29	Shopping Center	63,94m de comprimento, 2 rotas de fuga, 2 edificações de 14 pavimentos cada, com 90 lojas e cobertura em laje mais telha.	Não	Não

7 I PROPOSTA PASSÍVEL DE IMPLEMENTAÇÃO PARA ASSEGURAR A SEGURANÇAMÍNIMADOS USUÁRIOS

Devido às condições inviáveis de adaptação estrutural das edificações que compõem as galerias, medidas passivas devem ser adotadas a fim de minimizar os riscos de ocorrência de incêndio e as consequências caso venham a ocorrer.

-As áreas de uso comum e principalmente as rotas de fuga devem utilizar materiais retardantes do fogo como tintas intumescentes, revestimentos e argamassas apropriadas, evitar carpetes, cortinas e forros que costumam ser altamente inflamáveis. No caso da utilização destes materiais, aplicar tintas ou verniz antichamas nos mesmos, assim como nas paredes e pisos;

-As áreas de uso comum e principalmente as rotas de fuga também devem ser dotadas de piso ante derrapante e retardante de chamas e iluminação e sinalização adequados.

-Nos casos em que as edificações não possuem escadas com dimensões e características mínimas que garantem uma evacuação segura da edificação, recomenda-se um estudo específico de cada propriedade a fim de analisar a possibilidade de criar uma saída de emergência para outra edificação adjacente, seja por porta, escada, vão ou passagem.

-Devem ocorrer periódicas vistorias técnicas nas instalações elétricas, que devem ser efetuadas a cada, no máximo, 3 anos, mediante acompanhamento, projeto e laudo de um profissional habilitado. Um estudo do número de instalações, equipamentos e voltagem máximos permitidos nas lojas e nas dependências das edificações devem ser pré-estabelecidos para cada edificação assim como a utilização de cabeamento com maior TRRF.

-Orientação e treinamento de todos os funcionários do comércio nas galerias;

-Para edificações antigas que não suportam a instalação de uma caixa d'água para reserva de incêndio, deve-se analisar a possibilidade de instalação de hidrantes de recalque junto a CESAMA (companhia de água e saneamento local).

8 | CONCLUSÃO

O crescimento da cidade de Juiz de Fora, assim como em todo Brasil, não foi acompanhado pela atualização das legislações de prevenção e combate a incêndios. A modernização dos aparelhos eletrônicos, o dinamismo do comércio central e o aumento populacional exigem que medidas preventivas adequadas às condições atuais e visando as futuras, sejam tomadas em caráter urgente. Assim como nas edificações tombadas, é necessária a criação de uma instrução técnica, decreto ou lei que sejam passíveis de aplicação nas galerias comerciais não só de Juiz de Fora, mas todas que contenham suas características físicas. Apesar da importância da utilização de materiais retardantes do fogo como forma compensatória de mitigação de risco de incêndio nas edificações, nota-se a deficiência do mercado em disponibilizar produtos com garantia, preço e certificação de qualidade. A precária procura destes produtos não incentivam os comerciantes a desenvolverem novos materiais o que encarece em muito a sua aquisição.

De nada adianta você equipar um local se não houver um treinamento da população tanto residente quanto temporária. Os funcionários do prédio ou condomínio são as pessoas mais adequadas e essenciais a terem um treinamento de combate primário e evacuação, pois são as pessoas que conhecem a rotina do local e os moradores podendo identificar e ajudar os idosos, crianças e deficientes numa situação de sinistro.

Conclui-se então que, as galerias comerciais de Juiz de Fora são verdadeiros corredores de passagem de pedestres entre edificações, que atravessam quarteirões, com variadas características físicas que proporcionam um aumento do risco da ocorrência de incêndio e que necessita de uma importância ímpar de atenção para que medidas mitigadoras de ocorrência de incêndio sejam adotadas visando a preservação do patrimônio e proteção da vida.

REFERÊNCIAS

BRAIDA, Frederico. **Passagens em Rede: a dinâmica das galerias comerciais e dos calçadões nos centros de Juiz de Fora e Bueno Aires / Frederico Braida.** – Juiz de Fora: Funalfa: Ed. UFJF, 2011.

FUNALFA. **Bens imóveis tombados.** Disponível em https://www.pjf.mg.gov.br/administracao_indireta/funalfa/patrimonio/arquivos/imoveis_tombados_051017.pdf. Acessado em 20 de novembro de 2018.

MINAS GERAIS. Decreto nº 44.728, de 31 de março de 2006 –Regulamenta a Lei nº14.130, de 19 de dezembro de 2001, que dispõe sobre a prevenção contra incêndio e pânico no Estado e dá outras providências. Disponível em <http://www.bombeiros.mg.gov.br/>.

QUAGLIO. JENIFER PUNGIRUM, **A Pré Disposição a Incêndio no Centro de Juiz de Fora.** UFJF, p. 50, 2015.

SECCO, CEL. ORLANDO. **Manual de Prevenção e Combate de Incêndio**, ABPA, São Paulo, v. 3, p. 218, 1982.

CONTRIBUIÇÕES PARA A UTILIZAÇÃO DE ENERGIA GEOTÉRMICA NO BRASIL

Adriana Coelho Vieira

Universidade Federal de Juiz de Fora – Universidade Beira do Interior, Juiz de Fora MG-Brasil

Bruno Daibert Andrès

Universidade Federal de Juiz de Fora – Universidade Beira do Interior, Juiz de Fora, MG-Brasil

Luis M. Ferreira Gomes

Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal

Peter Kallberg

Sylvander Trading Lda, Estocolmo, Suécia

RESUMO: Existe um cenário estabelecido em que a necessidade de se aumentar a participação das fontes de energia renováveis na composição da matriz energética mundial para fomentar um desenvolvimento económico e social sustentável, em estrito respeito ao meio ambiente, bem como de elemento atenuante para as alterações climáticas, confronta-se com a pressão da demanda pelos usos de recursos naturais gerada pelo inerente crescimento da população mundial. Nesse âmbito e no intuito de melhor satisfazer o binómio do desenvolvimento económico social e proteção do meio ambiente, resta enaltecida aquela fonte de energia devida ao calor proveniente do interior da terra, a geotermia. Para além de ser renovável, limpa

e possuir restritos impactos ambientais, a energia geotérmica apresenta uma taxa de disponibilidade ao dispor durante 24 horas por dia (ininterruptamente) ao longo de todo o ano. Nessa essência, o presente trabalho depois de uma breve referência sobre a necessidade de energias renováveis, apresenta alguns aspectos básicos conceituais e técnicos sobre a energia geotérmica, para numa fase seguinte se dedicar ao potencial geotérmico do Brasil, com apresentação sintética das principais utilizações. No fim, tecem-se algumas considerações finais no sentido de se incentivar e incrementar a exploração e utilização da energia geotérmica no Brasil.

PALAVRAS-CHAVE: energia renovável, geotermia, eletricidade, usos geotérmicos diretos, Brasil

THE GEOTHERMAL ENERGY IN BRAZIL CONTRIBUTIONS FOR THE USE

ABSTRACT: Into the perspective to increase the renewable energy sources in the composition of the global energy matrix for sustainable economic and social development, in strict respect for the environment, as well as a mitigating element for climate change, is confronted with the pressure of demand by resources generated by the growth of the world population. In this context and in order to improve the economic and social

in balance with the environment, come to light the source of energy due to the heat coming from the interior of the earth, geothermal energy. In addition, beyond the fact to being renewable, clean and with restricted environmental impacts, it has a maximum energy availability rate of up to 24 hours a day (uninterrupted) throughout the year. In this essay, the present work, after a brief reference on the need for renewable energies, presents some basic conceptual and technical aspects about geothermal energy, in a next phase to focus on the geothermal potential of Brazil, with a synthetic presentation of the main uses. In the end, some final considerations are made in order to encourage and increase the exploration and utilization of geothermal energy in Brazil.

KEYWORDS: renewable energy, geothermal energy, electricity, direct geothermal uses, Brazil.

1 | INTRODUÇÃO

Mesmo em um cenário de baixa fertilidade, a presente taxa de crescimento da população mundial (Tabela 1) permite estimar que no ano de 2050 existirão 9,8 mil milhões de pessoas (UNITED NATIONS), o que orienta para não haver qualquer tendência de diminuição ou manutenção na atual demanda por energia para atender a todas as necessidades dessas pessoas.

Região	População (Milhões)			
	2017	2030	2050	2100
Mundo	7 550	8 551	9 772	11 184
África	1 256	1 704	2 528	4 468
Ásia	4 504	4 947	5 257	4 780
Europa	742	739	716	653
América Latina e Caraíbas	646	718	780	712
América do Norte	361	395	435	499
Oceania	41	48	57	72

Tabela 1 - Perspetiva da evolução da população nas várias regiões do mundo ao longo do tempo (UNITED NATIONS).

Em adição, de forma conjunta à necessidade crescente por energia para atender à população mundial, existe também importante questão da necessidade de redução da emissão de gases que causam o chamado “efeito estufa”. Os temas têm sido alvo de discussão nos meios acadêmico e científico há várias décadas, mas ganharam repercussão mundial e contorno de cooperação entre as diversas nações a partir da Cimeira do Verão de 1992, também chamada “Eco-92” ou “Rio 92”, realizada na cidade

do Rio de Janeiro, Brasil. A cimeira produziu como resultado o documento intitulado de “Agenda 21” no qual cada país participante se comprometeu a refletir e envolver todos os setores de sua sociedade no estudo de soluções para os problemas resultantes das alterações climáticas e socioambientais nele expressos. Nesse âmbito houve consenso no que tange à necessidade da diminuição na emissão de gases com efeito estufa e, para tal efeito, não se poderia ter um desenvolvimento sustentável sem o uso de fontes de energia renováveis. Nesse sentido, ficou estabelecido o objetivo de cada país formular programas nacionais para o desenvolvimento de energias renováveis em vários setores: solar, hídrico, eólico, geotérmico e de biomassa (UNITED NATIONS).

De qualquer modo se enfatiza que mesmo as fontes de energia renováveis sendo em sua maioria consideradas limpas ou que não causam poluição ambiental, é facto que não se pode dizer que deixem de causar quaisquer impactos ao meio ambiente. Por exemplo, uma central hidroelétrica quando de sua implementação e operação, por vezes demanda a constituição de grande reservatório e extenso troço de rio com caudal reduzido afetando os ecossistemas existentes em nível de macro e micro-habitat. Uma segunda observação deve ser colocada no sentido de que quanto mais fiável e constante é a disponibilização da energia, maior é a segurança de uma sociedade na sua utilização para fomento de seu desenvolvimento e menor é a dependência de fontes complementares. Essa segunda consideração é devida em virtude de a maioria das fontes possuir “gargalos” que afetam sua pronta disponibilidade e que podem ser, por exemplo, devido a fatores hidrológicos sazonais no caso de aproveitamentos hidráulicos ou intermitência dos ventos no caso de eólicas.

Das fontes de energia anteriormente mencionadas, a geotérmica é uma das que mais se destaca por conseguir colidir com os interesses da proteção ao meio ambiente (limpa e renovável) e prover fiabilidade no sentido da disponibilidade da energia necessária a servir como alicerce para o desenvolvimento económico e social, pois podem funcionar 24 horas por dia sem problemas de intermitência.

2 | ASPETOS CONCETUAIS E TÉCNICOS

Preliminarmente e de maneira sucinta pode-se indicar que a energia geotérmica é aquela extraída a partir da energia térmica do interior do planeta. Para aquela energia ser extraída tem que estar presente num fluido, e por isso há vantagem em explorar sistemas aquíferos com águas subterrâneas naturalmente quentes, que por vezes, tem grandes temperaturas.

Segundo HAMZA, o calor interno da Terra é uma das principais fontes de energia ao alcance da sociedade moderna. As estimativas atuais indicam que o fluxo de calor geotérmico equivale a cerca de cem vezes o consumo energético global anual. Salienta-se que cerca de 99% da massa da Terra tem temperatura superior a 1000°C e menos que 0,1% está mais fria que 100°C. O centro da Terra terá temperaturas entre 7300 e 8000°C, e a fronteira núcleo-manto terá 4000°C, ou mais (BROWN). Verifica-

se, em termos médios, na crosta continental a temperatura aumenta em profundidade, cerca 0,033°C/m (IGM – INSTITUTO GEOLÓGICO E MINEIRO). Se aquele gradiente se verificar num local onde se esteja a efetuar uma sondagem, serão de esperar, por exemplo, aos 100m um acréscimo de 3°C, aos 1000m um acréscimo de 33°C e aos 5000m um acréscimo de 165°C. De qualquer modo, salienta-se que há muitos lugares onde o gradiente geotérmico é superior àquele valor (FERREIRA GOMES Et al.). Portanto, à partida há muita energia disponível; será mesmo uma questão de efectuar perfurações, para a conseguir ir buscar. De qualquer modo salienta-se que há ainda muitos lugares, como acontece no Brasil, que mesmo à superfície ocorrem nascentes de água quente com grande caudal.

A geotermia pode ser analisada sob vários pontos de vista: energético, natural (geológico), terapêutico (termalismo), turístico, cultural, económico e ainda ambiental. É sob o ponto de vista energético que interessa ao presente trabalho.

A geotermia sob o ponto de vista energético pode ser organizada em três grandes grupos, dependendo da temperatura, T, do fluido de base que transporta o calor, de acordo com o seguinte: i) a Alta Entalpia ($T > 100^{\circ}\text{C}$), com a possibilidade de produção de energia eléctrica; ii) a Baixa Entalpia ($20^{\circ}\text{C} < T < 100^{\circ}\text{C}$), com a possibilidade de aproveitamentos vários, normalmente em cascata, com o uso direto do calor da água; e a Muito Baixa Entalpia ($T < 20^{\circ}\text{C}$), com o uso da “bomba de calor” em especial na climatização de edifícios, quer em aquecimento quer em arrefecimento do interior de edifícios.

O limite de temperatura entre a Baixa e a Alta Entalpia, ainda há poucos anos era considerado na temperatura de 150°C , no entanto registou-se aquela fronteira, pois já está consolidada a tecnologia com turbinas do tipo Organic-Rankine-Cycle (ORC), que permite produzir eletricidade por volta de 100°C . A situação mais corrente para produzir eletricidade usa o fluido a partir de captações instaladas em reservatórios de água muito quente ou vapor de água. Aspetos clássicos sobre a produção de eletricidade a partir de fontes geotérmicas poderão observar-se na vasta bibliografia sobre o assunto, nomeadamente nos artigos do tópico “Power Generation” do último congresso mundial de geotermia que ocorreu em 2015 na Austrália, merecendo referência por exemplo os trabalhos de (BERTANI), (HUANG) e (LI Et al.).

Entretanto com uma tecnologia avançada em que usa uma solução “*plug and play*” que inclui permutadores de calor, bombas, turbinas e conversores/inversores, entende-se ser promissora pois segundo os elementos disponíveis é possível produzir eletricidade a partir de água quente desde 70°C (CLIMEON). A Figura 1 apresenta as componentes principais e esquemas de princípio, daquele sistema, sendo de salientar que se necessita no essencial de apenas três conexões: uma fonte de calor (pode ser um furo de água subterrânea com água disponível a temperaturas superiores a 70°C), uma fonte de refrigeração (por exemplo, uma torre de resfriamento ou água de um rio, lago ou mar) e um cabo de alimentação para a sua placa principal. É uma solução compacta, e opera a baixa pressão (2,5 bar). O design modular faz com

que seja facilmente escalável a partir de 150 kW de potência e até vários megawatts para instalações maiores. O sistema pode ser adaptado para capacidade máxima enquanto o design modular garante eficiência ideal, mesmo com carga parcial. Os módulos são automaticamente ligados ou desligados para combinar a energia térmica de entrada quando houver flutuação na fonte de calor. Podem desta maneira ser implementadas centrais geotérmicas compactas e modulares. Esta tecnologia é já usada comercialmente com sucesso em por exemplo América do Norte, Japão, Suécia e na Islândia (o país mais avançado de energia geotermia).

Ainda no âmbito da produção de eletricidade, há as situações de quando os maciços rochosos sendo secos, mas tendo gradientes geotérmicos favoráveis, pode usar-se a tecnologia do tipo HDR (Hot Dry Rock). Estes são aproveitamentos geotérmicos em “reservatórios de rocha quente e seca”, onde inicialmente não havendo água, mas sendo injetada por um furo a profundidades elevadas (4 a 5km) e recuperada por outro, pode levar a aproveitamentos interessantes no domínio da alta entalpia. Um importante exemplo em curso, desde 1987, ocorre em Soultz-sous-Forêts na Alsácia, no ‘graben’ do Reno (Figura 2). Em 2001, começou a ser construída uma estação piloto com três furos de cerca de 5000m, sendo um de injeção e dois de produção (AFONSO DE ALBUQUERQUE).

Em relação ao uso direto de energia geotérmica, com temperaturas entre 20 e 100°C, é um dos mais antigos, mais versáteis e também a forma mais comum de utilização de energia geotérmica. Elementos históricos sobre aplicações geotérmicas em uso directo estão bem documentados para mais de duas dezenas de países em “*Stories from a Heat Earth – Our Geothermal Heritage* (CATALDI Et al.), com referências sobre utilizações geotérmica desde há mais de 2000 anos. Elementos recentes sobre o ponto de situação em termos mundiais foram apresentados por (LUND e BOYD); na Figura 3 apresenta-se os diferentes usos diretos e sua distribuição em termos percentuais, sendo de referir que são as aplicações em banhos e natação (Termas, Balneoterapia, Espaços aquáticos, Piscinas) que ocorrem em maior percentagem. Neste tipo de usos diretos, ocorrem os designados aproveitamentos em cascata, ou seja, retira-se o calor da água inicial, para ser transferido em várias fases e em diferentes aplicações. Um exemplo, é o que se passa nas Termas de São Pedro do Sul (Portugal), cujo esquema de princípio é apresentado na Figura 4, em que a água termal inicialmente a 67°C, perde energia em permutador água termal x água normal, e vai ser usada no termalismo; entretanto aquela energia transferida para um fluido (água normal) em circuito fechado, fica a cerca de 60°C, aquece o ambiente do interior de edifícios, e no seguimento, já menos quente (cerca de 50°C) aquece as águas sanitárias desses mesmos edifícios, para ficar com cerca de 40°C e regressar à origem, iniciando novo ciclo.

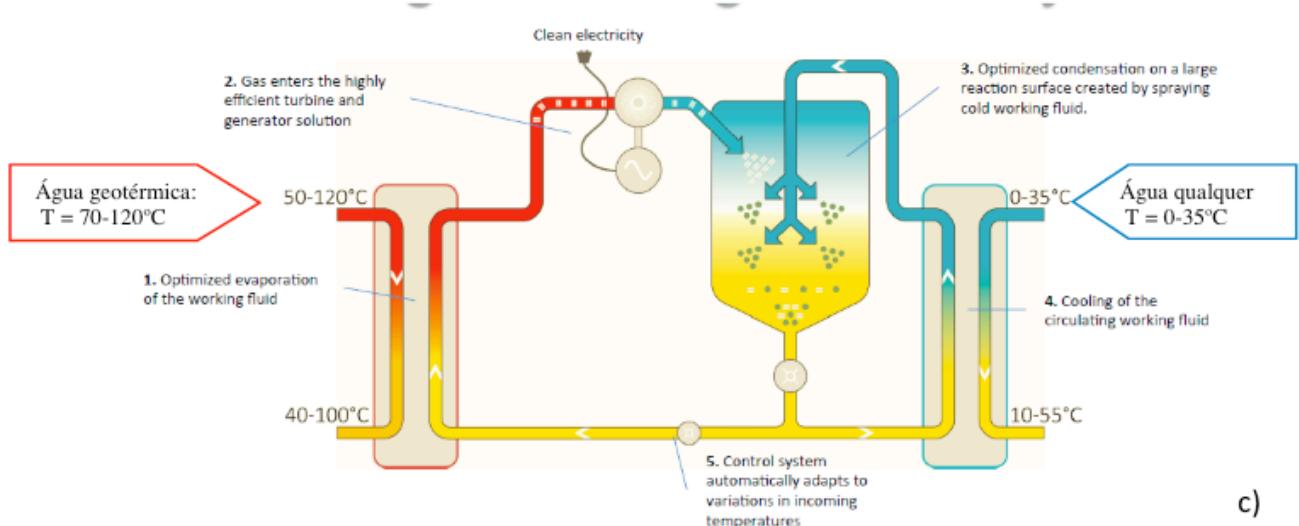
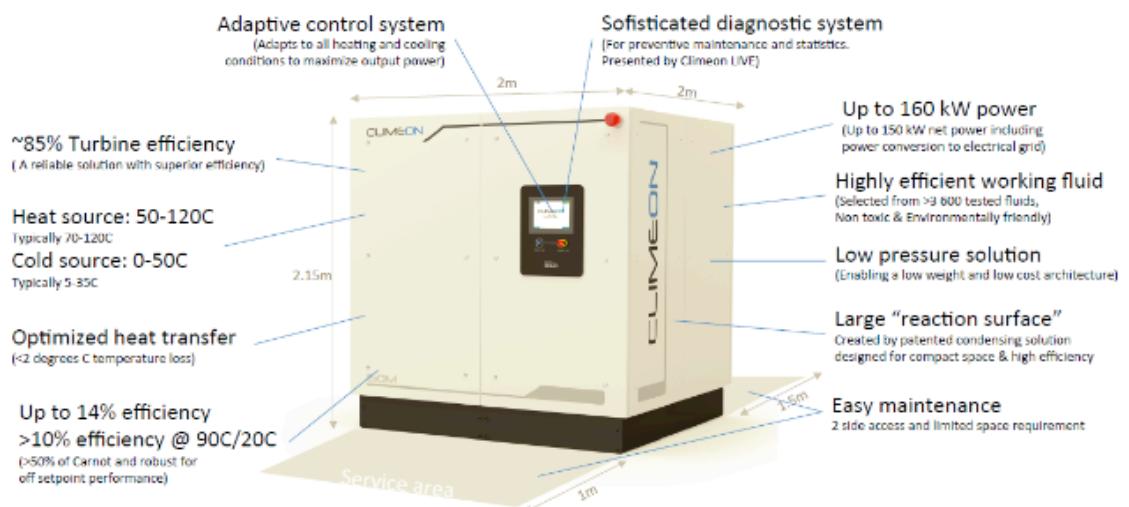
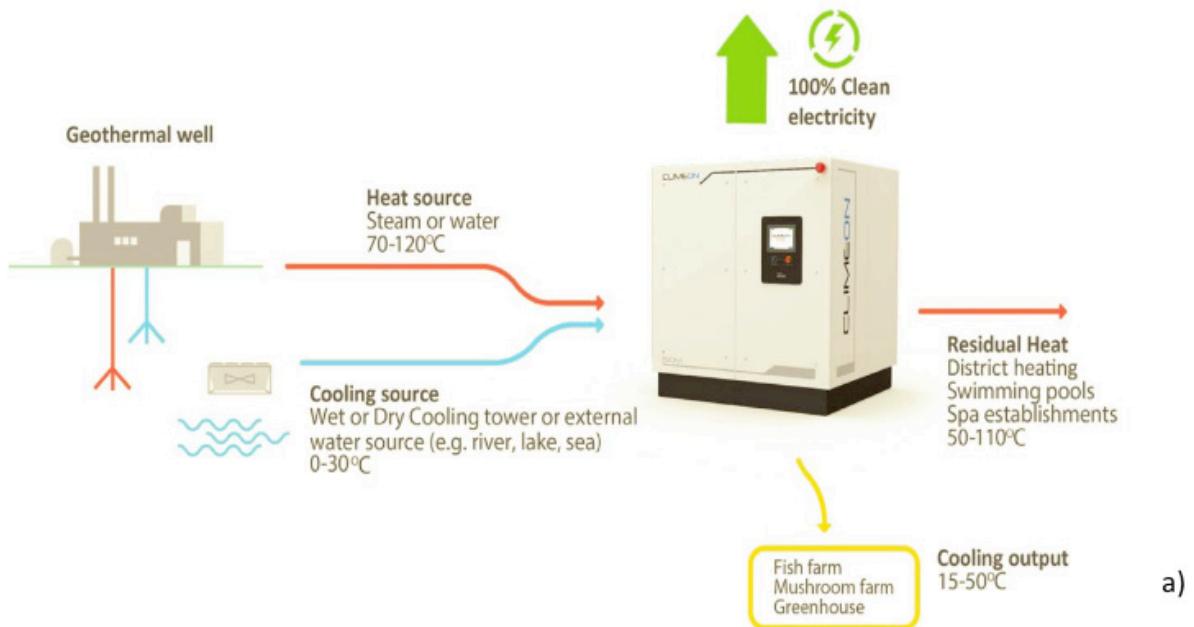


Figura 1 - Componentes principais e esquemas de princípio de sistemas “plug and play” que permitem produzir eletricidade a partir de água quente disponível a temperaturas desde 70°C (BERTANI).

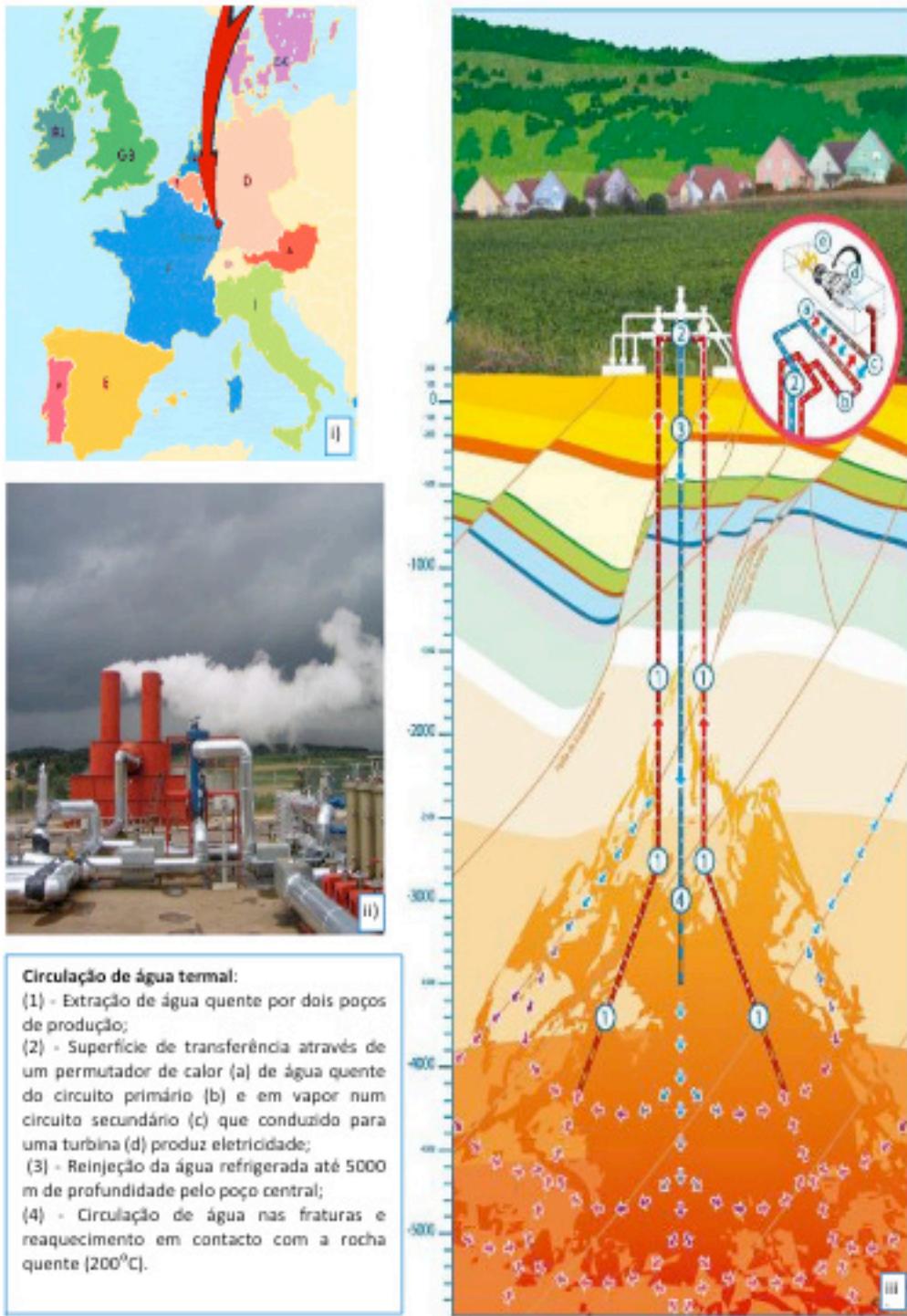


Figura 2 - Central Geotérmica de Soultz-sous-Forêts na Alsácia, do tipo HDR (Hot Dry Rock):
 i) sua localização; ii)) imagem real da Central Geotérmica; iii) esquema de princípio da estação piloto da central geotérmica (AFONSO DE ALBUQUERQUE).

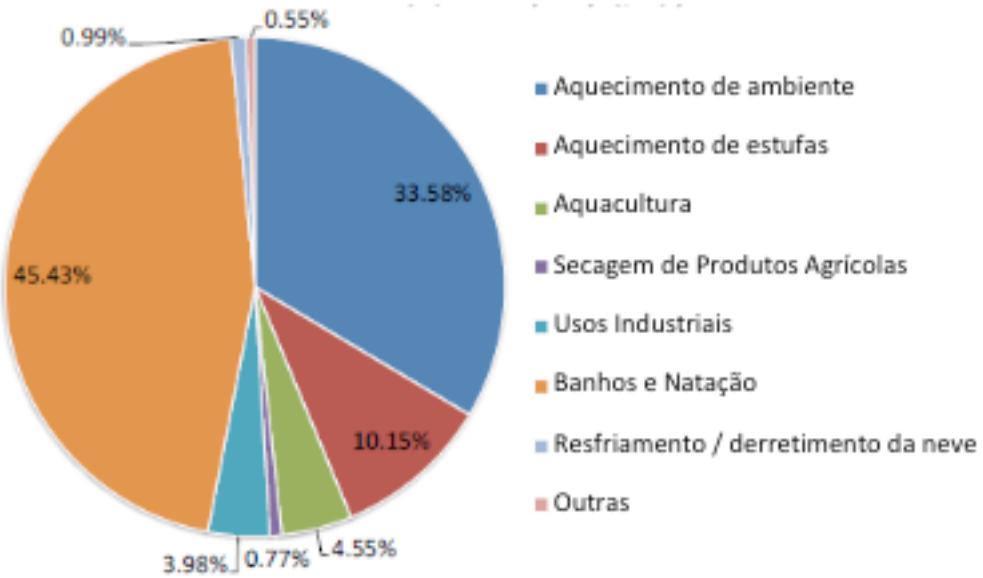


Figura 3 - Diferentes usos diretos em aproveitamentos geotérmicos no mundo em 2015 (sem bombas de calor geotérmicas) (LUND e BOYD).

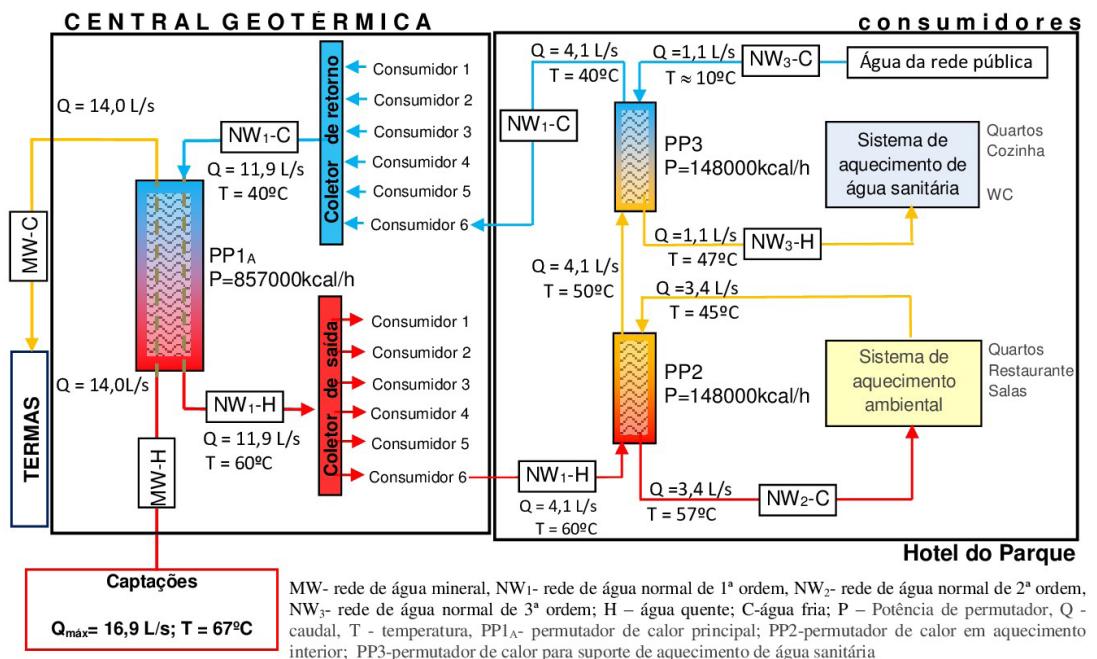


Figura 4 - Esquema de princípio dos sistemas exploração/produção de energia geotérmica no Polo das Termas de São Pedro do Sul (Portugal) e em particular no Hotel do Parque (FERREIRA GOMES).

Nesta fase é de referir os sistemas de trigeração, que a partir de fontes de água quente natural, com temperaturas muito inferiores a 100°C, consegue-se climatizar em frio, usando refrigeradores de adsorção, que são ativados termicamente e, portanto, têm um consumo de eletricidade insignificante. A refrigeração por adsorção é uma alternativa de climatização muito económica e ecológica. Sobre a situação de usar máquinas de refrigeração termicamente ativadas com energia geotérmica, para fins de climatização em frio pode ser consultada em ANASTASIOU et al (ANASTASIOU et al).

O uso da geotermia de muito baixa temperatura ($T < 20^{\circ}\text{C}$), é conhecido tradicionalmente pelo uso de bombas de calor geotérmicas (BCG) e mais recentemente também por Geotermia Superficial (GS). A utilização de GS, como tecnologia, baseia-se no facto da temperatura do solo ser constante (cerca de 13°C a 17°C dependendo da região e da profundidade). Captando-se essa temperatura constante do solo, para um fluido a circular numa conduta, que evolui até à bomba de calor (Figura 5). A bomba de calor tem como missão receber aquela temperatura e função do objetivo aumenta-a ou diminui-a, para que um outro fluido evolua até ao local de consumo, em aquecimento ou arrefecimento. Pode considerar-se que estes sistemas são constituídos, basicamente, por três principais componentes: a captação (solo), a bomba de calor, e a emissão (aproveitamento). A captação pode ser de várias maneiras, como se mostra na Figura 5; podem usar-se sistemas de tubos geralmente de polietileno colocados na horizontal, na vertical, ou até em fundações de edifícios quer em estacas, quer até associadas a sapatas contínuas de grandes muros de suporte, usando um fluido que pode ser água glicolada ou um fluido frigorígeno que circula continuamente em circuito fechado; a captação pode ainda ser de água subterrânea, e esta ser usada diretamente a circular no tubos até à bomba de calor e depois de transferir o seu calor, ser reinjetada no sistema aquífero.

A terceira componente, a emissão, permite a produção de águas quentes sanitárias, e no caso de climatização em aquecimento pode ser assegurado através da instalação de piso radiante, radiadores, e ventilo-convectores; no caso de climatização em arrefecimento devem-se usar os ventiloconectores devido a eventuais condensações.

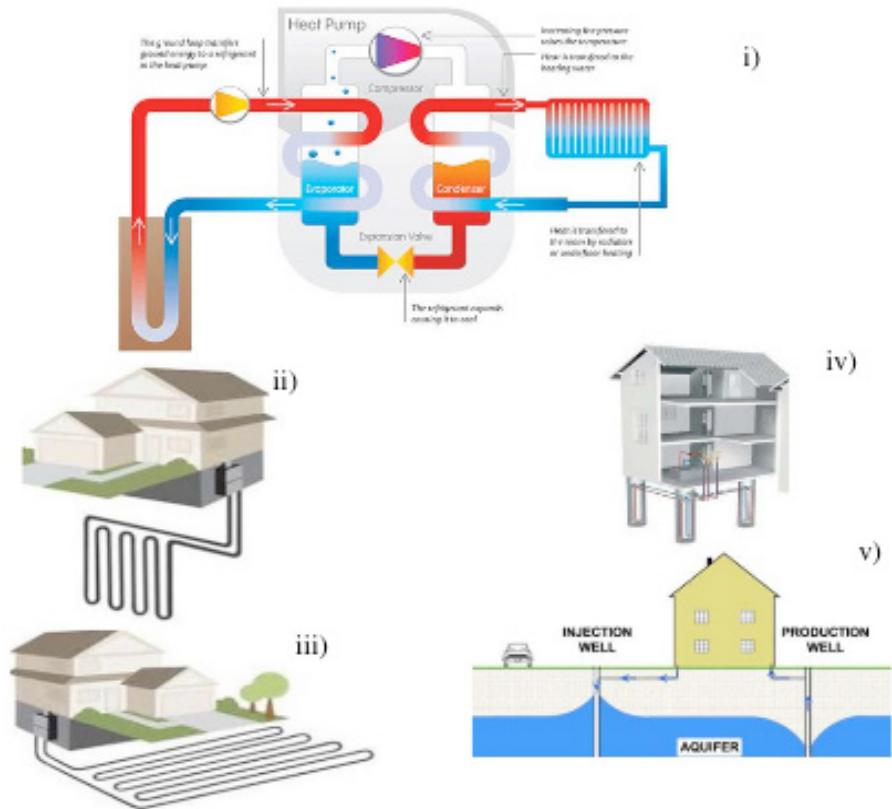


Figura 5 - Esquemas de princípio dos sistemas exploração/produção de energia geotérmica no âmbito da Geotermia Superficial (com $T < 20^{\circ}\text{C}$) para climatizar edifícios (aquecer e/ou arrefecer) e aquecimento de águas sanitárias: i) esquema de princípio geral, evidenciando a bomba de calor ao centro, o sistema de captação de calor do solo à esquerda e o sistema de transferência de energia para o local de consumo à direita; ii) a v) sistemas de captação de calor do solo (MADUREIRA).

3 I ENERGIA GEOTÉRMICA NO BRASIL

3.1 Elementos sobre o Potencial Geotérmico

O histórico de investigações geotérmicas no Brasil iniciou-se com a descoberta da lagoa de Pirapetinga, no Município de Caldas Novas (Goiás), por Sebastião Marinho, em 1545. O ribeirão das Caldas Velhas, hoje no Município de Rio Quente, também em Goiás, foi descoberto em 1722 por outro bandeirante, Bartolomeu Bueno da Silha. No entanto, as investigações sistemáticas sobre a natureza científica dessas e de outras fontes geotérmicas no País foram iniciadas somente após a década de 1960, mas grande parte dos dados geotérmicos foram obtidos nas últimas três décadas como parte de projetos de pesquisas geofísicas e de exploração de recursos minerais realizados por empresas estatais, universidades e institutos de pesquisa. Podem-se citar os dados coletados, por exemplo, pela Petrobras, Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), Universidade de São Paulo (USP), Universidade da Bahia, pelo Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo e Observatório Nacional (HAMZA).

No Brasil as águas quentes são encontradas em vários estados, mas as mais divulgadas atualmente são as de Goiás localizadas no município de Caldas Nova e as que estão na “Pousada do Rio Quente”. Segundo a pesquisa do médico Ruy Camargo é a região Centro-Oeste a que mais possui Nascentes de temperatura superior a 38°C; em Goiás três localidades possuem várias fontes, sendo que só na Lagoa de Pirapitinga, Caldas Nova, há 9 fontes de 40 a 57°C; já em Mato Grosso o referido autor aponta 5 localidades; outros estados como Bahia, Minas Gerais, Pará, Paraná, Pernambuco e Santa Catarina possuem águas com temperaturas superiores a 38°C (DORO).

Segundo DORO, o Código de Águas Minerais Brasileiro (Dec.-Lei 7.841 de 8 de agosto de 1945) apresenta a classificação das águas minerais, quanto à temperatura (T), de acordo com o seguinte: I) Fontes Fria se $T < 25^{\circ}\text{C}$; II - Fontes Hipotermais, se $25 < T < 33^{\circ}\text{C}$; III - Fontes Mesotermais, se $33 < T < 36^{\circ}\text{C}$; IV - Fontes Isotermais, se $36 < T < 38^{\circ}\text{C}$ (temperatura do corpo humano); V – Fontes Hipertermais, se $T > 38^{\circ}\text{C}$. Estes elementos de nascentes com temperaturas modestas, ligadas à partida mais ao termalismo, têm muito interesse pois não só podem permitir as várias aplicações geotérmicas diretas, na indústria em vários setores, como a produção de águas quentes sanitárias e a trigeração em zonas turísticas, mas também porque nesses locais onde ocorrem, essas águas podem ser captadas a grandes profundidades e aumentar a temperatura das mesmas, viabilizando até a produção de eletricidade.

Recentes trabalhos que merecem referência sobre aspectos de geotermia no Brasil, foram apresentados no Congresso Mundial de Geotermia, que decorreu em 2015 na Austrália, por HAMZA e VIEIRA e VIEIRA, Et al.. Segundo HAMZA e VIEIRA há trabalhos de autores anteriores a identificar nascentes termais em cerca de 400 locais no Brasil, com temperaturas na faixa de 30 a 50°C. Em muitos casos, a análise química das águas daquelas nascentes indicam que partes de fluidos nas nascentes são uma mistura de água com origem em reservatórios profundos com outras águas mais superficiais.

Na Figura 6 apresenta-se a localização dos principais sistemas de nascentes termais do Brasil e relação com as suas principais unidades geológicas e aplicações. Na Tabela 2 apresentam-se as características fundamentais em termos de sensibilidade energética como o caudal, temperatura e ainda a potência térmica dos principais casos do Brasil, segundo HAMZA e VIEIRA. Evidenciam-se as singularidades de ocorrerem casos com caudais espetaculares pelos seus elevados valores.

Nesta fase, sobre o potencial geotérmico do Brasil, merecem referência os estudos muito avançados que têm vindo a ser desenvolvidos há alguns anos e que levaram à publicação dos mapas apresentados na Figura 7, que apresentam as temperaturas excessivas estimadas de recursos geotérmicos a profundidades de 3 km e 6 km, mostrando que há locais com muito potencial para a exploração de energia geotérmica em produção de eletricidade. Em relação à produção de eletricidade é de mencionar ainda que as ilhas Brasileiras atlânticas de Fernando de Noronha e Trindade apresen-

tam elevado potencial para produção de eletricidade.

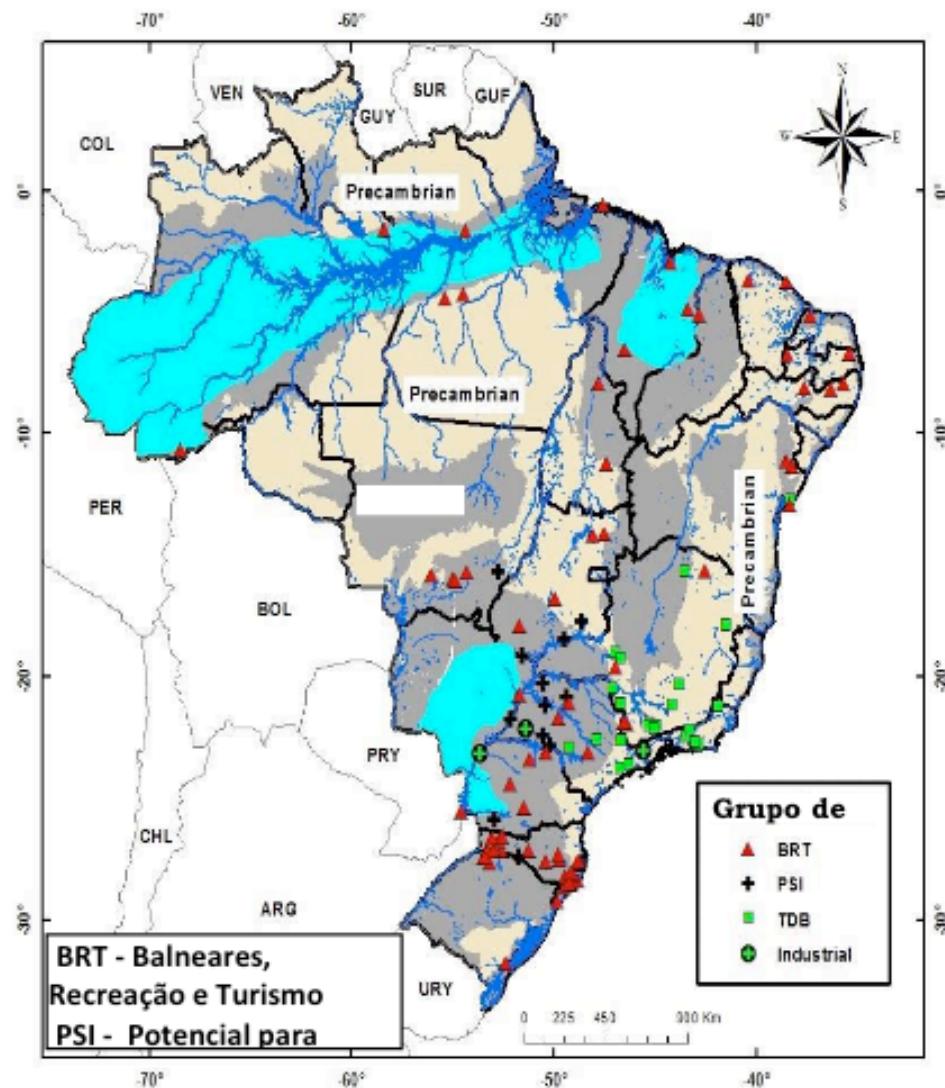


Figura 6 - Localizações dos principais sistemas de nascentes termais no Brasil e relação com as suas principais unidades geológicas e aplicações [18]

Localidade	Coordenadas		Caudal	Temperatura	Potência
	Latitude	Longitude	(L/s)	(°C)	(MWt)
Cachoeira Dourada	18.4920	49.4750	139	40	6
Caldas Novas	17.7478	48.6258	333	57	35
Itajá	19.1333	51.6000	400	38	15
Rio Quente	17.7478	48.6258	1667	42	70
General Carneiro	15.7000	52.7667	152	46	10
Águas do Veré	25.8833	52.9167	694	38	23
Piratuba	27.4200	51.7720	194	38	7
Cornélio Procópio	23.1747	53.6469	14	39	2
Araçatuba	21.2090	50.4330	417	48	31
Fernandópolis	22.8400	50.2460	14	48	2
Jales	20.2667	50.5500	14	59	2
Paraguaçu Paulista	22.4130	50.5760	14	61	2
Presidente Epitácio	21.7630	52.1160	28	78	6
Presidente Prudente	22.1260	51.3890	56	63	8
São José do Rio Preto	20.8156	49.3858	28	45	2
Taubaté	23.0250	45.5586	28	48	2
Total					223

Tabela 2 - Características dos principais sistemas de Nascentes Termais do Brasil (HAMZA e VIEIRA).

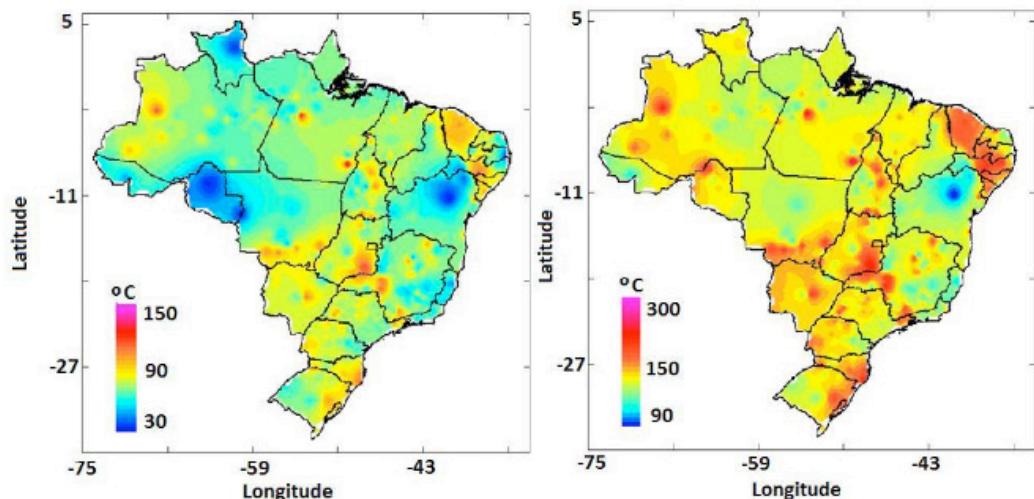


Figura 7 - Distribuições de temperaturas excessivas de recursos geotérmicos a profundidades de 3 km (painedel esquerdo) e 6 km (painedel direito) (HAMZA e VIEIRA).

3.2 Utilizações de Energia Geotérmica no Brasil

Sobre a utilização de energia geotérmica na produção de eletricidade é uma situação que atualmente não acontece no Brasil, no entanto com o avanço da tecnologia e os estudos minuciosos já bastante avançados disponíveis, entende-se que será para muito breve essa realidade. Será uma questão do governo brasileiro em especial criar

incentivos financeiros, com apoio até, eventualmente de fundos internacionais, devido há necessidade de minorar os problemas globais ambientais pela necessidade do planeta mudar de paradigma em relação ao uso excessivo de combustíveis fósseis. Esses apoios financeiros, devem ser numa fase inicial canalizados para prospeções mecânicas de grande profundidade associadas a estudos sobre modelos geohidráulicos concetuais, em especial nas zonas onde já há nascentes termais.

Sobre o uso direto, segundo VIEIRA, GUIMARÃES e HAMZA, em 2015, o Laboratório Geotérmico do Observatório Nacional Brasileiro compilou informações sobre os principais sistemas geotérmicos explorados comercialmente no Brasil. Os usos foram organizados nos seguintes grupos: i) BRT – Balneares, Recreação e Turismo; ii) PSI - Potencial para aquecimento ambiental e uso industrial; iii) TDB - Termas e águas de Engarrafamento. Os vários locais considerados são discriminados na Figura 6 e os principais são listados com suas características e potencial térmico na Tabela 2. Enfatiza-se que a concentração de nascentes termais é relativamente alta nas partes sul e central do Brasil, em comparação com as partes do norte. Na referida Figura 6, são também salientados os locais de uso industrial de água termal.

Os sistemas de nascentes termais pertencentes ao grupo BRT têm uma potência térmica total estimada em 16 MWt e um uso anual de energia de cerca de 189 TJ (VIEIRA Et al.); as localidades dessas nascentes termais tornaram-se atrações turísticas populares nas últimas décadas; atualmente esses zonas do Grupo BRT de pequena escala são visitadas por cerca de 1,5 milhão de turistas por ano. Isso, por sua vez, estimula considerável atividade económica local. As aplicações nesses espaços aquáticos e centros turísticos é no entretenimento e na prática de programas para revitalizar o corpo em ambiente relaxante.

Sistemas do grupo PSI têm uma capacidade térmica total estimada de 343 MWt e um consumo anual de energia de cerca de 6.291 TJ [19]; atualmente os recursos térmicos nesses locais estão sendo usados quase exclusivamente para banhos e recreação, apesar de seu considerável potencial para aquecimento ambiental e uso industrial. Salienta-se que o uso industrial da água termal tem sido tentado apenas em algumas localidades. Na cidade de Taubaté, na água geotérmica do sudeste paulista a 48°C, foi utilizada, durante as décadas de 1970 e 1980, para processamento industrial de madeira (pré-aquecimento antes de descascar). Em Cornélio Procópio no Estado do Paraná, a água geotérmica a 50°C é bombeada de um furo com 950 metros e utilizada, desde 1980, como água pré-aquecida para caldeiras, na produção industrial de café solúvel.

Os sistemas do grupo TDB têm uma capacidade térmica total estimada de 3 MWt e um consumo anual de energia de cerca de 56 TJ (VIEIRA Et al.); a exploração de água mineral não térmica para fins terapêuticos é bastante difundida. Segundo estimativas recentes, receitas geradas pela indústria de água mineral constituem um componente significativo da economia em muitos municípios.

Sobre o uso de trigeração, para afazer arrefecimento ambiental no interior de

edifícios, a partir de água geotérmica quentes, não há nenhuma informação que isso aconteça no Brasil, no entanto entende-se ser uma área de muito interesse a explorar no futuro, em especial nas zonas onde ocorrem muitos hotéis e centros termais e aqualúdicos, desde que se disponibilize água termal quente a temperaturas superiores a 70°C; será uma questão uma vez mais de se investir em prospeção mecânica de modo a captar água a profundidades adequadas.

Sobre o uso de Geotermia Superficial ou de Bombas de Calor, esta tecnologia apresenta-se ainda incipiente no Brasil (ARBOIT Et al.). Há expectativas para que nos próximos anos a utilização deste tipo de tecnologia se torne comum em condomínios brasileiros (CAMPOS Et al.). Entende-se que deva ser dada particular atenção ao uso da mesma no domínio do resfriamento do interior de edifícios.

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para atender à crescente demanda energética pressionada pelo aumento da população mundial e na busca do desenvolvimento socioeconómico em estrito e concomitante respeito ao meio ambiente, a energia geotérmica é uma das que mais se destaca frente as demais energias renováveis por conseguir colidir com os interesses da proteção ao meio ambiente (limpa e renovável) e prover fiabilidade no sentido da disponibilidade da energia necessária a servir como alicerce para o desenvolvimento económico social (pode funcionar 24 horas por dia sem problemas de intermitência).

Conforme identificado existem várias tecnologias já desenvolvidas que suportam a exploração dessa fonte energética em várias utilizações, desde a produção de eletricidade mesmo quando a temperataura do fluido geotérmico é inferior a 100°C, a aproveitamentos vários com usos diretos/indiretos em cascata, podendo numa primeira fase, por exemplo com temperaturas na ordem dos 70°C, climatizar edificios, mesmo em refrigeraçao usando os sistemas de trigeração, a aquecimentos de águas sanitárias, já com temperaturas na ordem dos 50°C, e de seguida usos em balneoteria/termalismo e até outros mais a jusante com aquecimento em estufas (agrícolas, aquacultura, hidropônia entre outros); por fim, enfatiza-se a existencia de tecnologia de sistemas de geotermia de muito baixa temperatura (inferior a 20°C), também ditos de Geotermia Superficial ou sistemas de Bombas de Calor, que mesmo em terrenos secos, com circulação de fluidos em tubos no solo na horizontal, na vertical ou até associados a fundações de edificios, permitem oferecer grandes contributos na poupança de energia para climatizar o interior de edificios, mesmo em refrigeraçao usando termoventilocolectores, e contribuindo ainda para aquecimento das águas sanitárias.

O Brasil tem imenso potencial, sendo a prova disso a particularidade de que as nascentes geotérmicas são as principais atrações do público no Brasil, pois contribuem para o turismo local e regional, como são o caso de Caldas Novas (Goiás), Rio Quente

(Goiás), Foz do Iguaçu (Paraná), Barra das Garças (Mato Grosso), Termas de Piratuba (Santa Catarina), Araxá (Minas Gerais), Olímpia, Águas de Lindóia (São Paulo), Águas de São Pedro (São Paulo), Nova Prata (Rio Grande do Sul), Águas Mornas (Santa Catarina) de entre outros. São locais que já atraem turismo de todo o mundo, e essa atração irá continuar a crescer sem nenhuma dúvida.

Naquelas áreas e em imensas outras pelo extenso Brasil, em especial há imenso potencial de aumentar a temperatura daqueles sistemas de nascentes termais, com captações profundas, potenciando os aproveitamentos em cascata, de modo a beneficiarem os vários setores em simultâneo, ou seja, não só os hotéis e edifícios urbanos próximos com a sua climatização, o aquecimento das suas águas sanitárias, a balneoterapia, e ainda várias eventuais indústrias que tirem partido dos níveis de temperaturas mais baixas. Será uma questão de haver apoios financeiros quer pelos próprios privados, governo do Brasil, ou até instituições internacionais, visto o interesse mundial de tais lugares e os contributos para o meio ambiente global na minimização do uso de energias fósseis.

Aqueles apoios devem ir no sentido não só de novas captações, com sondagens mecânicas profundas, como ainda na implementação das tecnologias de aproveitamentos geotérmicos no sentido de a sociedade criar contacto com estes sistemas que afinal a maioria deles já são de uso corrente em alguns países do mundo.

REFERÊNCIAS

AFONSO DE ALBUQUERQUE, F.J.R. Energia geotérmica em edifícios – o caso do Hotel do Parque no Campo Geotérmico e Hidromineral de São Pedro do Sul. **Disst.de Mestrado**. Universidade da Beira Interior. 150p., 2011.

ANASTASIOU, A. D.; BARKAOUIB, A.; ZARHLOULEB, Y.; GEORGIADISA, M.: PARASA, S.V. e MOUZAA, A.A. Absorption cooling utilizing geothermal water:the paradigm of Morocco. Jiří Jaromír Klemeš, Petar Sabej Varbanov and Peng Yen Liew (Editors), **Proceedings of the 24th European Symposium on Computer Aided Process Engineering** – ESCAPE 24, Budapest, Hungary.

ARBOIT, N. K. S.; DECEZARO, S.T.; MELLO DO AMARAL, G.; LIBERALESSO, T.; MAYER, V.M. e KMERICH, P.D.C. - Potencialidade de utilização da energia geotérmica no Brasil – uma revisão de literatura. **Revista do Departamento de Geografia** – USP, Volume 26, p. 155-168, 2013

BERTANI, R. Geothermal Power Generation in the World 2010 – 2014 Update Report. **Proceedings World Geothermal Congress 2015**. Melbourne, Australia, 19 p., 2015.

BROWN, G.C. e MUSSETT, A.E. **The inaccessible earth**”, 2nd edition. Chapman & Hall, Oxford/Great Britain, 276 p.,1993.

CAMPOS, A. F.; SCARPATI, C. B. L.; SANTOS, L.T. PAGEL, U.R.; e SOUZA, V.H.A. - Um Panorama sobre a Energia Geotérmica no Brasil e no Mundo : Aspectos Ambientais e Econômicos. **Revista Espacios**. Vol. 38 (Nº 01), 8p. 2017.

CATALDI, R.; HODGSON, S. F.; e LUND, J. W. **Stories from a Heated Earth – Our Geothermal Heritage**, Geothermal Resources Council and International Geothermal Association, Davis, California, 569 p., 1999.

CLIMEON. Heat power - Clean power generation from waste heat, from geothermal energy. CLIMEON

(<https://climeon.com/the-company/>), Business for a better world. 33p., 2015.

DORO, M. P.M. - A Onomástica no discurso publicitário turístico das Estâncias Hidrominerais: Águas de São Pedro, Um Estudo. **Tese de Doutoramento**. Universidade de São Paulo. São Paulo, 261p., 2010.

FERREIRA GOMES, L. M. e ALBUQUERQUE, F. Aproveitamentos geotérmicos no Campo Hidromineral e Geotérmico de S. Pedro do Sul – Elementos Globais. **Newsletter Nº2. Plataforma Portuguesa de Geotermia Superficial**. PPGS, pp.4-5., 2015

FERREIRA GOMES, L. M.; FERREIRA GUEDES, J.; GOMES DA COSTA, T. C.; COELHO FERREIRA, P. J.; NEVES TROTA, A.P. Geothermal potential of Portuguese granitic rock masses: lessons learned from deep boreholes. **Environmental Earth Sciences**. Springer-Verlag Berlim Heidelberg. Vol. 73, Number 6, pp.2963-2979, 2015.

HAMZA, V. M. Em busca do calor da Terra. **Revista 175 anos do Observatório Nacional - Geofísica**, p.54 -59, 2002.

HAMZA, V.M. e VIEIRA, F.P. - Obliteration of Thermal Springs by Lateral flow of Groundwater: Implications for Resource Assessments. **Proceedings World Geothermal Congress 2015**. Melbourne, Australia, 11 p., 2015.

HUANG, L. The Case Studies of Mid-low Temperature Geothermal Power Plant in China," Lichang. **Proceedings World Geothermal Congress 2015**. Melbourne, Australia,.7p., 2015.

IGM – INSTITUTO GEOLÓGICO E MINEIRO. **Recursos Geotérmicos em Portugal Continental – Baixa Entalpia**. Instituto Geológico Mineiro – Ministério da Economia. 24p.,1998.

LI, T.; WANG, Q.; ZHU, J.; FU, W.; HU, K. Performance Enhancement by Series Double Cascade-evaporation Organic Rankine Cycle (SDCORC) for Geothermal Power Generation. **Proceedings World Geothermal Congress 2015**. Melbourne, Australia,13p., 2015.

LUND. J.W. e BOYD, T. Direct Utilization of Geothermal Energy 2015 Worldwide Review. **Proceedings World Geothermal Congress 2015**. Melbourne, Austrália, 31p., 2015.

MADUREIRA, P.R. – Apresentação da Plataforma Portuguesa de Geotermia Superficial. **1º Seminário da Plataforma Portuguesa de Geotermia Superficial – PPGS**. Organização: LNEG, DGEG, APG e ADENE. Auditório do LNEG, Alfragide, 8 de julho; 13p., 2013.

UNITED NATIONS. World Population Prospects. **The 2017 Revision Key Findings and Advance Tables**. ISSN 10187081. doi: 10.1017/CBO9781107415324.004, p.1-46, 2017.

UNITED NATIONS. United Nations Conference on Environment & Development Rio de Janeiro, Brazil, 3 to 14 june 1992, **AGENDA 21**, Site: <https://sustainabledevelopment.un.org/content/documents/Agenda21.pdf>, consultado 2019.01.21, 351p., 1992.

VIEIRA, F.P., GUIMARÃES, S.N.P. e HAMZA, V.M. - **Updated Assessment of Geothermal Resources in Brazil**. Proceedings World Geothermal Congress 2015. Melbourne, Austrália, 12 p., 2015.

ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO SIMPLES COM ADIÇÃO DE CINZA DE CANA-DE-AÇÚCAR

Ítalo Diego e silva morais

Graduado em Engenharia Civil, Centro universitário de Ciências e Tecnologia do Maranhão - Unifacema
Caxias - MA

Ariele Rebeca Martins ribeiro

Graduada em Engenharia de Petróleo.
Universidade Ceuma
São Luís - MA

Francisco Willian Policarpo de Albuquerque

Engenheiro civil, Centro universitário de Ciências e Tecnologia do Maranhão - Unifacema
Caxias - MA

Walber Alves Freitas

Professor, Centro universitário de Ciências e Tecnologia do Maranhão - Unifacema
Caxias - MA

Francisca Lucivania policarpo de Albuquerque

Arquiteta, Centro universitário de Ciências e Tecnologia do Maranhão - Unifacema
Caxias - MA

forma negligente pode ser bastante prejudicial a natureza. O objetivo do presente trabalho foi dar uma destinação adequada ao resíduo empregando a construção civil, como também estudar a resistência mecânica a compressão do concreto produzido com a adição de cinza, a viabilidade da substituição parcial do agregado miúdo por este material e determinar o percentual mais adequado nestas produções. Na confecção dos corpos de provas foram definidos um traço padrão e percentuais em 0%, 10%, 20%, 30% e 35% tanto de adição como substituição. Após o período de cura de 28 dias as amostras foram submetidas ao processo de rompimento por compressão simples. Os resultados mostraram que o uso da cinza como aditivo na produção de concreto não acrescenta em ganho de resistência nos percentuais indicado, já a substituição do agregado miúdo por este material tonar-se economicamente viável até o percentual de 20% já que os valores obtidos no ensaio são aceitáveis.

PALAVRAS-CLAVE: Bagaço; Cana-de-açúcar; Concreto; Cinza; Construção Civil.

RESUMO: O Brasil é um dos maiores produtores de cana-de-açúcar do mundo, e um dos resíduos dessa produção é a Cinza do Bagaço de Cana (CBC), este é o resíduo final no processo de cogeração de energia das usinas sucroalcooleiras, que descartado de

ANALYSIS OF SIMPLE CONCRETE RESISTANCE WITH ADDED SUGAR CANE GRAY

ABSTRACT: Brazil and one of the largest producers of sugarcane in the world, and one of

its residues of this production is sugarcane bagasse ash (CBC), this is the final residue in the energy cogeneration process of the sugarcane mills, which negligently disposed of can be quite detrimental to nature. The objective of the present work was to provide a viable destination of this residue with connection to civil construction, to study the mechanical resistance to compression of the concrete produced with the addition and replacement of the small aggregate by ash and to determine the viable percentage in this production. In the production of the test bodies a standard trace and percentages in 0%, 10%, 20%, 30% and 35% of both addition and substitution were defined. After the 28-day curing period, the samples were submitted to a single compression breaking process. The results showed that the use of ash as an additive in the concrete production does not add to the resistance gain in the indicated percentages, since the replacement of the small aggregate by this material becomes economically feasible up to the percentage of 20% since the values obtained in the acceptable

KEYWORDS: Sugarcane; bagasse. Concrete. Grey. Construction.

1 | INTRODUÇÃO

A construção civil é uma atividade reconhecida como propulsora responsável pelo desenvolvimento socioeconômico, uma vez que a mesma se destaca por gerar desenvolvimento estrutural e financeiro para população local. Para Fossati (2008, p. 11) “os edifícios e obras civis são considerados os produtos físicos com maior vida útil que a sociedade produz, eles alteram a natureza, a função e a paisagem de áreas urbanas e rurais”.

Com o grande crescimento nesse segmento da indústria, a construção civil constitui uma das atividades que geram maiores impactos ambientais e isso é um problema que deve ser observado e administrado, com grandes construções temos também o grande consumo de matérias-primas que vem transformando a paisagem natural e degradando o meio ambiente gerando por fim uma grande quantidade de resíduos sólidos.

A partir dessas concepções a construção civil vem se deparando com um grande desafio que é desenvolver peças com bom desempenho, economicamente viável e sustentável. O concreto, material principal da engenharia utilizado pelo homem, tem histórico de uso e se tornou um dos principais causadores da degradação ambiental. Desde de tempos remotos já se utilizavam técnicas com compostos formados por água e aglomerantes usando de matéria-prima para a elaboração de diversas estruturas que resistem ao longo dos séculos a ações climáticas e a degradação natural e estão de pé até os dias atuais (SOUTO, 2010).

O cimento que é composto basicamente de clínquer e de algumas outras adições, é um dos constituintes mais importantes do concreto, sendo responsável pela emissão de cerca de 5% a 7% da emissão mundial de dióxido de carbono (FAPERJ, 2011).

A possibilidade de se adicionar materiais siliciosos ou alumino-siliciosos,

oriundos de resíduos industriais e agroindustriais, ao cimento Portland, substituindo o clínquer por materiais alternativos, é de suma importância para diminuir o impacto ambiental causado por esses resíduos. Portanto, está adição surge como alternativa para se diminuir a produção de resíduos que seriam liberados no meio ambiente. (CASTALDELLI *et al.*, 2010).

O Brasil atualmente vive um momento crescente na produção e no consumo de etanol, sendo o maior produtor e consumidor de açúcar e álcool no mundo. A sua produção a partir da cana-de-açúcar gera um grande resíduo que é comumente chamado de bagaço.

O bagaço da cana-de-açúcar é a fração de biomassa resultante após os procedimentos de limpeza e preparo utilizado parcialmente para a geração de energia através da queima, a cinza do bagaço que é o resultante dessa queima geralmente é depositada no meio ambiente de forma inadequada. Estas cinzas ocupam lugar de destaque dentre os resíduos agroindustriais por resultarem de processos de geração de energia (LIMA *et al.*, 2010).

A cinza do bagaço de cana-de-açúcar apresenta uma composição de predominância de sílica, e tem um comportamento de cimento pozolânico tornando assim a cinza um material com um grande potencial na confecção do concreto utilizando como aditivo na produção, ou substituto parcial do agregado miúdo.

Como a tendência é termos obras maiores com alturas cada vez mais desafiadoras necessitamos de estruturas com maior resistência e economia, que venha a ter uma contribuição sustentável, sendo assim a utilização da cinza como aditivo e uma excelente alternativa já que a mesma agrega resistência ao concreto.

Com o objetivo de satisfazer a necessidade atual visando atender a construções menores iniciou-se o projeto que visava fazer a análise da variação da resistência do concreto simples com aplicação de cinza como aditivo ou substituição parcial do agregado miúdo.

Observou-se os seguintes questionamentos, é possível aumentar a resistência do concreto utilizando a cinza como adição? é viável a substituição parcial do agregado miúdo por cinza do bagaço de cana-de-açúcar? A linha de pesquisa foi dividida em duas, buscando os seguintes resultados, para que o concreto tenha um acréscimo de resistência ao ponto dessa variação ser notável, é necessária uma adição de cinza do bagaço de cana-de-açúcar a sua produção ou a viabilidade da substituição parcial do agregado miúdo pela cinza.

Quando se tem apenas a adição da cinza na confecção do concreto deseja-se apenas aumentar a resistência sem visar à econômica, tendo assim um acréscimo notável de resistência. A substituição parcial do agregado miúdo por cinza na produção ocorre quando o tem se necessidade de economia do agregado miúdo, tendo pouco ou nenhum acréscimo na resistência. Dentro do contexto apresentado, o aperfeiçoamento do concreto em busca de maior desempenho em paralelo com a diminuição no impacto de extração de mineral e a degradação do meio ambiente por meio da má disposição

dos resíduos agroindustrial, e visado uma economia financeira, estudos e tecnologias voltado à área de construção civil vem sendo criado com o objetivo de atender os requisitos acima.

2 | METODOLOGIA

O objetivo dessa pesquisa experimental foi verificar as propriedades do concreto no estado fresco e endurecido com sua cura completa, como a análise da variação da resistência à compressão com a adição da cinza do bagaço de cana-de-açúcar, e em uma segunda verificação a viabilidade de substituição do agregado miúdo pela cinza, tendo um referencial que servirá de base para analisarmos o grau de adição ou substituição mais adequado e rentável.

Serão expostos detalhe da coleta e caracterização quando possível, a presente pesquisa foi conduzida no laboratório de estruturas de materiais da instituição Unifacema, todos os ensaios e preparação do concreto foram feitos com a orientação e acompanhamento do técnico responsável.

O procedimento constituiu-se de três etapas. A primeira ocorreu a coleta dos materiais (brita, areia, cimento e cinza), a cinza foi coletada na empresa TG Agroindustrial na cidade de Aldeias Altas, Maranhão.

A segunda etapa foi elaborada a moldagem dos corpos de provas, com um traço descrito como referência (sem CBC), e os demais com percentuais de adição ou substituição de 10%, 20%, 30% e 35% de CBC, conforme procedimentos descritos na norma NBR 5738, 2015.

Terceira etapa realizou-se o rompimento do corpo de prova de concreto, para a verificação da resistência a compressão conforme a norma NBR 5739, 2018 com idade de cura de 28 dias.

2.1 Caracterização dos Materiais

2.1.1 Agregado Miúdo

O agregado miúdo natural utilizado na produção de concreto é do tipo proveniente áreas molhadas na zona leste do maranhão.

Utilizou-se a areia disponível no laboratório de engenharia civil da Unifacema, para a aplicação adequada ela foi exposta ao sol em seguida seu resfriamento ocorreu sobre a ação natural do ambiente posteriormente foi isolada dentro de tambores.

Para uma melhor caracterização do agregado miúdo, utilizaram-se os seguintes ensaios, com suas respectivas normas:

Matéria orgânica NBR NM 49 (ABNT, 2001), em que se analisou toda a matéria orgânica da areia, para depois defini-la e utilizá-la adequadamente de acordo com as normas para a devida elaboração do concreto proposto da pesquisa.

Análise granulométrica seguindo a NBR NM 248 (ABNT, 2003) de todo o material

utilizado, no caso agregado miúdo, por meio do peneiramento, pelas diferentes aberturas das malhas, para a classificação dos grãos e correta preparação do material para elaboração do concreto proposto.

2.1.2 Aglomerante

O cimento utilizado foi do tipo CP II – F40, foi utilizado esse tipo devido a oferta do mercado, o mesmo apresenta uma resistência mecânica a compressão de 40 MPa, com cura em 28 dias.

2.1.3 Agregado Graúdo.

Para o agregado graúdo utilizou-se brita basáltico tipo 1 que tem granulometria entre 9,5 mm a 19 mm e por suas dimensões são bastante empregadas na fabricação de vigas e pilares, por possuírem boa aderência.

Para melhor caracterização do agregado graúdo, utilizaram-se os seguintes ensaios, com suas respectivas normas:

Análise granulométrica, segundo a NBR NM 248 (ABNT, 2003), de todo o material utilizado, no caso agregado graúdo, por meio do peneiramento, pelas diferentes aberturas das malhas, para a classificação dos grãos e correta elaboração do material para elaboração do concreto proposto.

Matéria orgânica NBR NM 49 (ABNT, 2001), em que se analisou toda a matéria orgânica composta no material, pela determinação colorimétrica de impurezas orgânicas em agregado graúdo, para então utilizá-la adequadamente na elaboração do concreto proposto.

2.1.4 Água.

A água utilizada nos ensaios foi de abastecimento público, destinada ao consumo de todos os habitantes da cidade de Caxias, Ma em temperatura e pressão ambiente.

2.1.5 Cinza do Bagaço da Cana de Açúcar

A cinza do bagaço da cana-de-açúcar empregada nesta pesquisa foi diretamente obtida na usina sucroalcooleira TG Agroindustrial LTDA. Localizada na cidade de Aldeias Altas, Maranhão.

O bagaço produzido pela moagem da cana-de-açúcar é queimado a uma temperatura média de 900° C e servido de combustão para a geração de energia, este resíduo, a cinza, é transportado por uma calha d'água ao destino final, em um trecho do percurso foi retirada a quantidade utilizada com o auxílio de uma peneira que posteriormente foi colocada a secagem diretamente exposta ao sol durante dois dias.

A Figura 01 mostra o momento da pesagem para uso na fabricação do concreto, é notório sua coloração negra já que a mesma não passou por uma homogeneização, é também considerável seu grande volume.



Figura 01 – Cinza do Bagaço de Cana-de-Açúcar

Fonte: Autor (2018).

2.2 MÉTODOS

2.2.1 Preparação dos concretos.

O traço utilizado para a construção dos corpos de provas foi o 1:2:4 geralmente empregado para a estruturas de pilares e vigas e dosado para atingir uma resistência de 21 Mpa.

Com o traço definido foi feita a adição de cinza calculada através da quantidade de cimento nas proporções (10%, 20%, 30% e 35%), conforme tabela 01.

MATERIAIS	Coefficiente	0%	10%	20%	30%	35%	TOTAL	UNID
Cimento	5,94	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	16,00	Kg
Areia	0,54	8,50	8,50	8,50	8,50	8,50	42,50	Kg
Pedra brita Tipo 1	0,84	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00	65,00	Kg
Agua	202	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20	11,00	L
Cinza do Bagaço		0,000	0,320	0,640	0,960	1,120	3,040	Kg

Tabela 01 – Cálculo do quantitativo de materiais, concreto com adição de CBC.

Fonte: Autor (2018).

Para o processo de substituição parcial do agregado miúdo por CBC foi usada a mesma metodologia, calculou-se a quantidade que irá ser substituída em relação a areia do traço referencial, conforme tabela 02.

MATERIAIS	Coefficiente	10%	20%	30%	35%	TOTAL	UNID
Cimento	5,94	3,20	3,20	3,20	3,20	12,80	Kg
Areia	0,54	7,65	6,80	5,95	5,53	25,93	Kg
Pedra brita Tipo 1	0,84	13,00	13,00	13,00	13,00	52,00	Kg
Agua	202	2,20	2,20	2,20	2,20	8,80	L
Cinza do Bagaço		0,85	1,70	2,55	2,98	8,08	Kg

Tabela 02 – Cálculo do quantitativo de materiais, concreto com substituição parcial do agregado miúdo por CBC.

Fonte: Autor (2018).

2.2.2 cura dos corpos de prova.

Os corpos de prova (CPs) após o término da cura inicial de 24 horas, foram desformados, identificados e mergulhado em um tanque com solução saturada de hidróxido de cálcio, onde sofreram a cura saturada de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2015). Ficaram armazenados até o momento do ensaio, como visto na figura 02.



Figura 02 – Corpos de Prova (a) identificação dos corpos (b) e armazenamento (c).

Fonte: Autor (2018).

2.2.3 Resistência à Compressão.

A resistência à compressão do concreto foi determinada de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2018). Foi utilizado para ensaio mecânico uma prensa do modelo “Prensa elétrica digital 100 toneladas (I-3025-B) como exibido na Figura 03, que após o rompimento os valores extraídos da máquina são expressos em Mpa, dispensado assim a formulação da norma.



Figura 03 – Prensa elétrica.

Fonte: Autor (2018).

A resistência foi determinada pela média aritmética das resistências individuais

de 6 corpos-de-prova, ensaiados na mesma idade, conferido os valores através da formulação da norma nos primeiros 6 corpos e continuaram-se os procedimentos.

3 | RESULTADOS

Após encontrado a resistência dos corpos de provas, chegou-se a valores médios estabelecidos de acordo com as normas vigentes sobre a obtenção da resistência do concreto. Para cada adição com percentual diferente de cinza de bagaço de cana-de-açúcar (CBC), obteve-se um resultado distinto, levando em consideração o adicional de CBC e também a substituição parcial do agregado miúdo no concreto pelo material.

Quanto aos gráficos 03 e 04 a linha vermelha (Referencial) trata-se do resultado médio de resistência dos corpos de prova feito a partir do concreto convencional o valor é constante e não a alteração na sua produção, está listado no gráfico passando pelos percentuais apenas na forma de demonstração para facilitar o entendimento, já os dados encontrados na linha azul sofrem intervenção na sua produção com relação ao percentual localizado.

O gráfico 01 demonstra os resultados obtidos em forma comparativa do concreto convencional e o concreto com adição de cinza de bagaço de cana-de-açúcar (CBC), com os percentuais de 10%, 20%, 30% e 35% de (CBC). Para essa primeira situação apenas utilizou-se os percentuais distintos como adição no traço já definido.

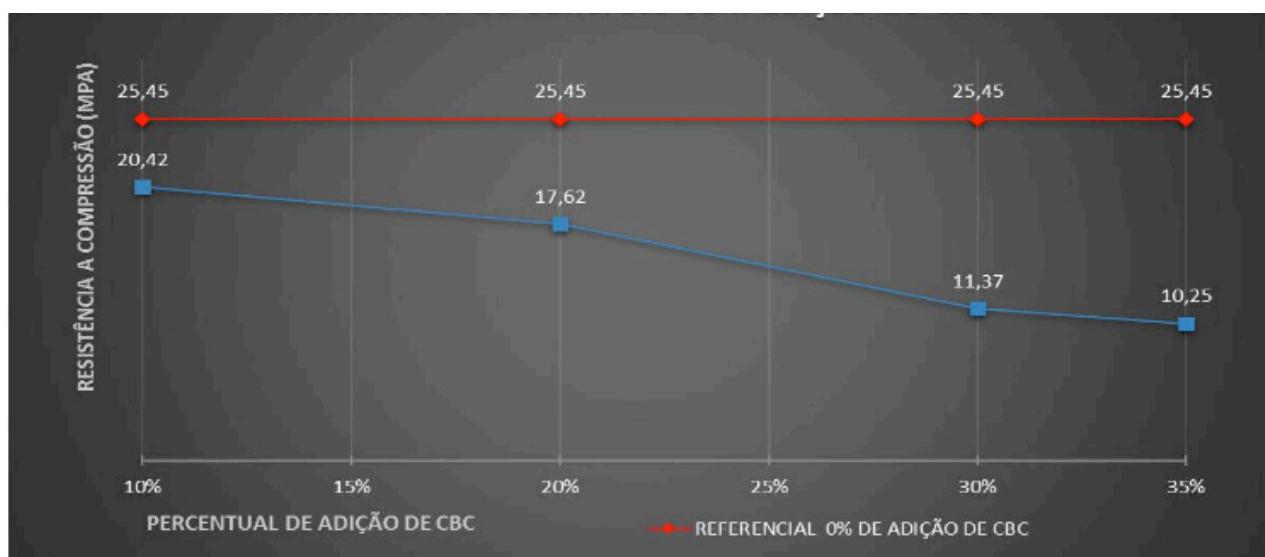


Gráfico 01 – Resistencia a compressão do concreto com a adição de CBC.

Fonte: Autor (2018).

Foi observado no estudo que com a adição de 10% de CBC, o concreto teve uma resistência média de 20,42 Mpa, com redução de 19,76% de resistência em relação ao referencial. Quanto a resistência média de 17,62 Mpa referente ao concreto com 20% de adição tivemos uma redução de resistência 30,77%. Já com adição de 30%

de CBC obteve-se uma resistência de 11,37 Mpa, com uma perda de 55,32%. Com acréscimo de 35% de CBC alcançou-se uma força de 10,25 Mpa, ocasionando uma perda de resistência de 59,72% comparando com o concreto convencional.

O gráfico 04 demonstra os resultados alcançados de forma comparativa da resistência média a compressão simples do concreto convencional em relação ao concreto feito com percentuais de substituição do agregado miúdo por (CBC), de 10%, 20%, 30% e 35%.

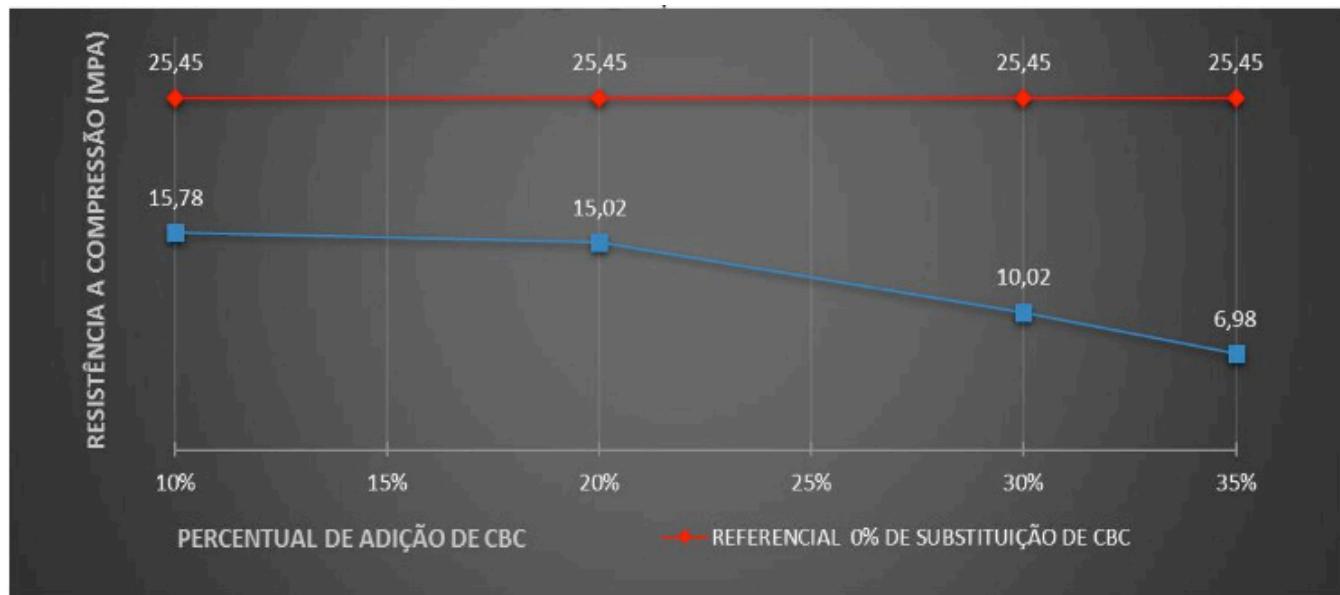


Gráfico 02 – Resistencia a compressão do concreto com substituição em percentual do agregado miúdo por CBC.

Fonte: Autor (2018).

O experimento mostra que quando foi substituído um percentual de 10% de agregado miúdo por CBC, a resistência a compressão alcançada atingiu 15,78 Mpa, redução de 38,00% em comparação com o concreto usual. Quando o percentual trocado foi de 20% de agregado miúdo por CBC, a força de compressão obtida foi de 15,02 Mpa, resultando em uma perda de 40,98% em relação ao concreto convencional. E, quando foi substituído 30% de agregado miúdo por CBC, obteve-se uma resistência a compressão de 10,02 Mpa, ocasionando um decréscimo de 60,63% comparando com o concreto usual. Finalmente, quando o percentual trocado foi de 35% de agregado miúdo por CBC, a força de compressão obtida foi de apenas 6,98 Mpa, refletindo uma diminuição de 72,57% em relação ao concreto convencional.

4 | CONCLUSÃO

Embora a adição de cinza na elaboração do concreto não tenha implicado em um aumento de resistência, é notável que até o percentual de cinza de 10% em forma de aditivo a resistência chega bem próximo do referencial havendo um decréscimo

expressivo após a intervenção superior. Baseado nesses fatos concluímos que a produção de concreto com adição de cinza do bagaço de Cana-de-açúcar tem sua produção inviável quando se deseja obter acréscimo de resistência.

O concreto produzido a parti da substituição do agregado miúdo até o percentual máximo de 20% tem sua resistência a compressão simples estável com valores próximos a 15 Mpa que é uma resistência totalmente aceitável para a proposta do trabalho que visa o uso de tal confecção para a construções sem necessidade de suporte de grandes cargas estruturais.

Vale salientar os benefícios do uso da cinza na produção que são diversos como: destinação específica do CBC evitando seu descarte negligente, o benefício econômico considerando o custo da cinza desprezível e o benefício estrutural já que a mesma produzida com esse material tem um desempenho eficaz. Baseado nos benefícios e custo, concluímos que o uso do CBC como substituição do agregado miúdo até o percentual de 20% e totalmente viável para a uso em estrutura de pequeno porte.

REFERENCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR NM 49: agregado fino – determinação de impurezas orgânicas. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR NM 248: agregados – determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 5738: modelagem e cura de corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 5739: concreto - ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos: procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

CASTALDELLI, V. N.; CASTRO, J. N. T.; QUEVEDO, V. R. B.; AKASAKI, J. L.; TASHIMA, M. M.; BERNABEU, J. P. In: **CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO**, Congresso... Fortaleza: [s.n.], 2010. P. 1-15, 2010.

FAPERJ, **Cimento ecológico é capaz de retirar Co2 do ar**. Disponível em: <<https://www.normasregras.com/normas-abnt/referencias/>>. Acessado em 30 agosto 2018.

FOSSATI, M., **Metodologia para avaliação da sustentabilidade de projetos de edifícios: o caso de escritórios em Florianópolis**. 2008. 342 f. Tese de D. Sc (Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2008.

LIMA, S. F., SALES, A., MORETTI, J. P., ALMEIDA, F. C. R., SANTOS, T. J., 2010, **caracterização de concretos confeccionados com a cinza do bagaço da cana-de-açúcar**. Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de estruturas, Córdoba, Argentina, 2010.

SOUTO, J. M. F., **Avaliação do desempenho da cinza do bagaço de cana-de-açúcar na produção de concretos**. 2010. 121 f. Dissertação de M.Sc (Engenharia Urbana) - Universidade Estadual De Maringá, Maringá, 2010.

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

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

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

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).

Ocasionando 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 consequentemente 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, comprehende-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 I 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 I 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 perca 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 perca 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 perca 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	QUANTIDA DE	CARGA HORÁRIA SEMANAL	SALÁRIOS/BASE	ENCARG OS	SALARIOS/ 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 reciclagem RCC 5030 foi escolhido para a nossa usina pelo fato de mesmo se encaixar nos parâmetros e realidade da mesma. O valor de R\$ 280.000,00 do reciclagem 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 Reciclagem 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 reciclagem 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 diárias 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
DEPRECIAÇÃO ROMPEDOR ELÉTRICO	R\$ 34,17	R\$ 410,00
DEPRECIAÇÃO EQUIPAMENTO DE RECICLAGEM	R\$ 2.083,33	R\$ 25.000,00
DEPRECIAÇÃO 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 perca 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 Nº 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

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 significante 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; Analise 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

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

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 show 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 Blérot & 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 frettagem 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.

2.1 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.

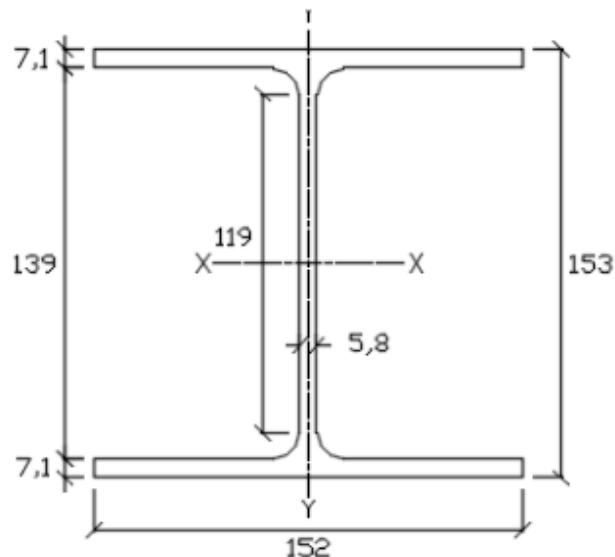


Figura 1 – Estaca metálica. Seção transversal, Gerdau (2015), dimensões em cm.

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.

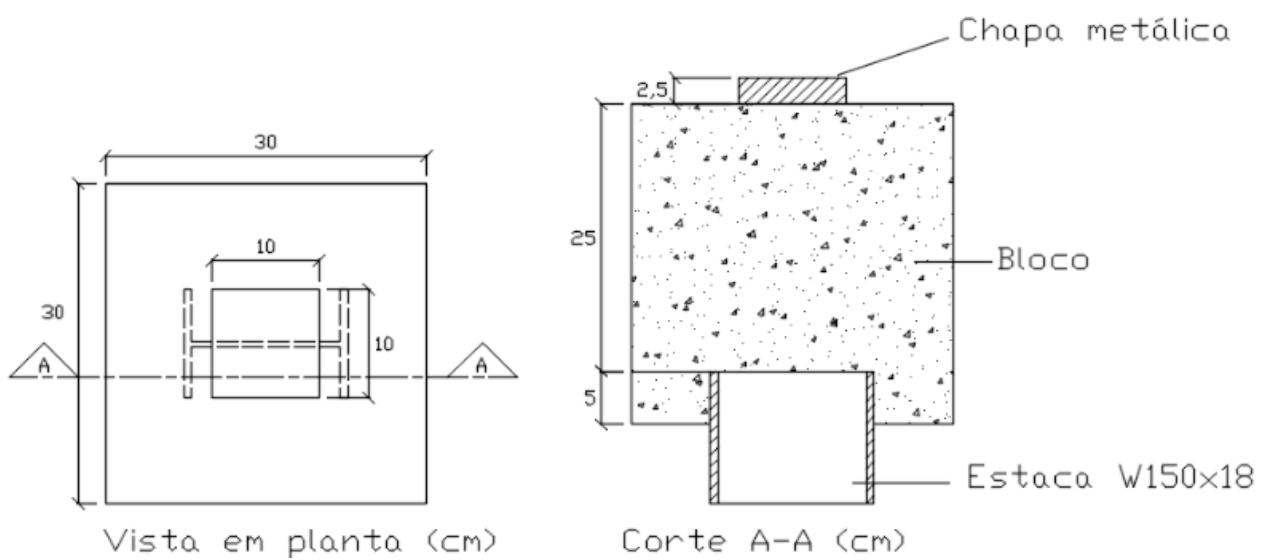


Figura 2 – Bloco sobre estaca metálica. Vista em planta e corte, autores (2017), dimensões em cm.

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 triplô de tensões onde são observadas tensões longitudinais de compressão σ_{cz} 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.

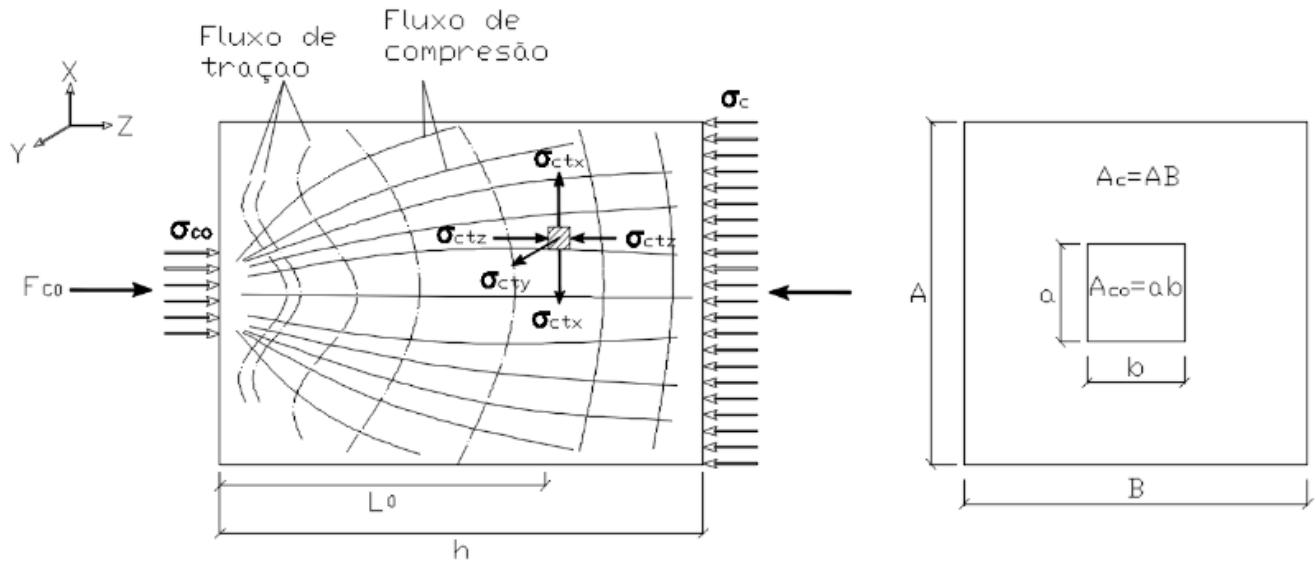


Figura 3 – Bloco parcialmente carregado. Formação de tensões, Fusco (1995).

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.

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

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.

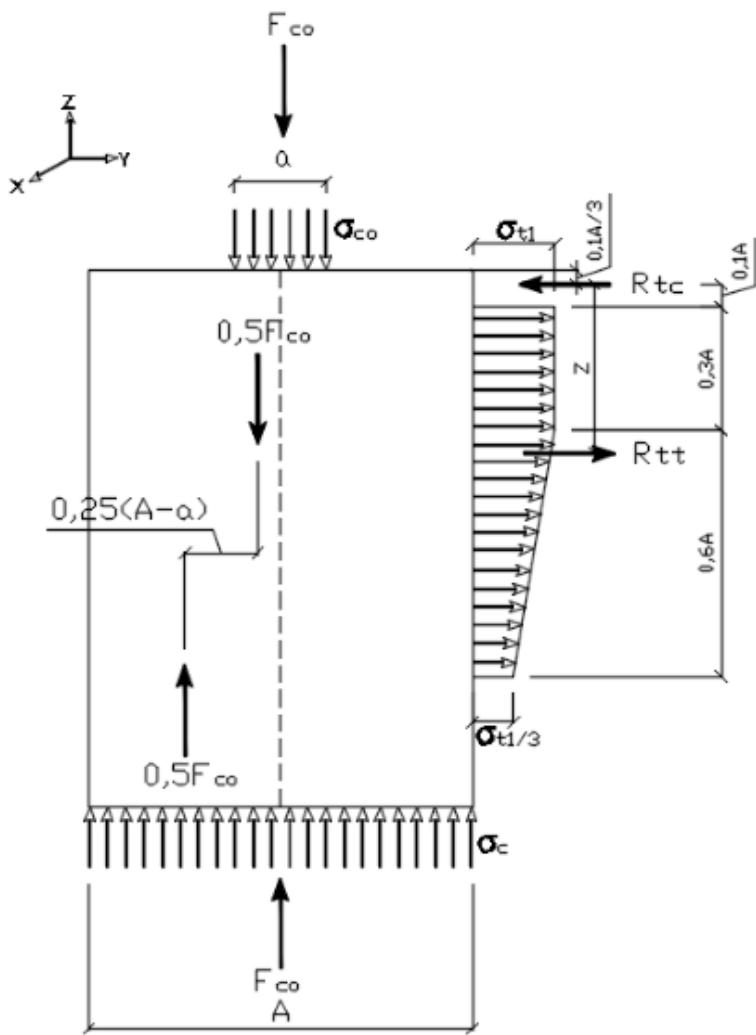


Figura 4 – Modelo para determinação da força transversal . (Langendonk (1957))

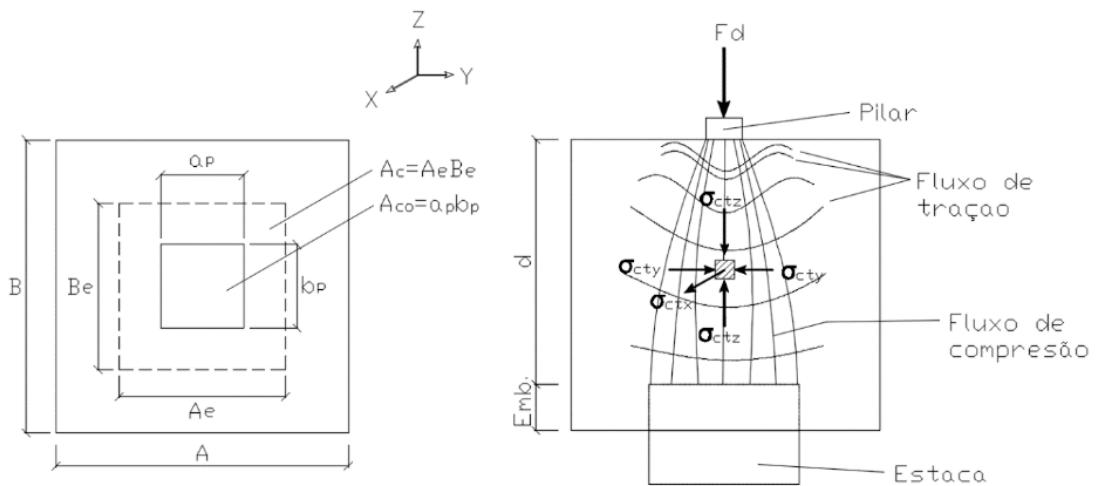


Figura 3 – Modelo para determinação das forças de tração em bloco sobre uma estaca, autores (2017).

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

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

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

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.

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

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

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.

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

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. Portanto 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_{tx}	R_{ty}	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.

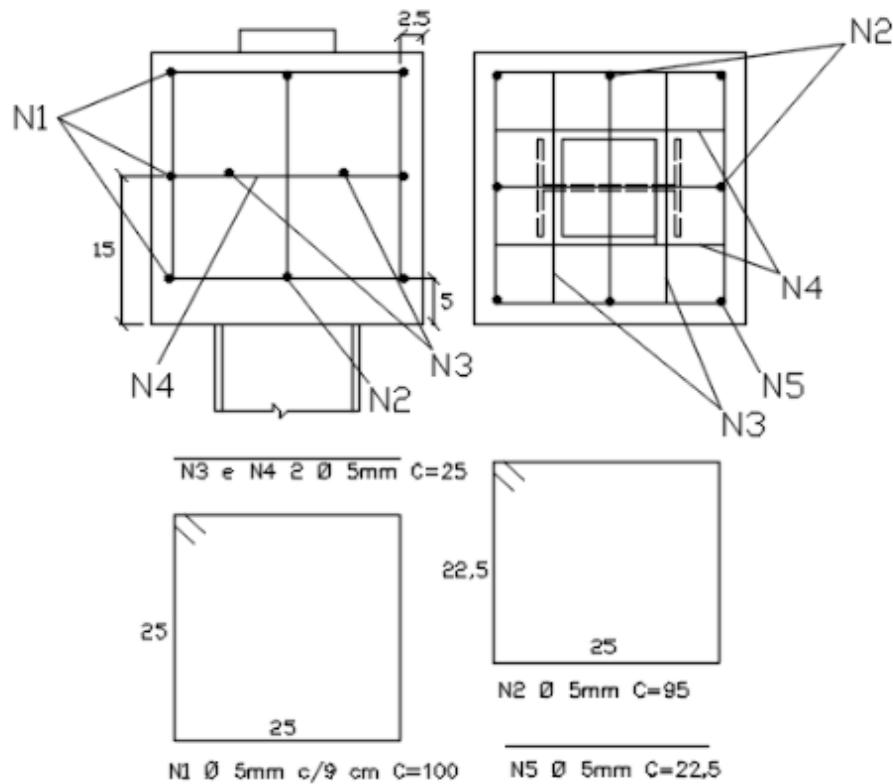


Figura 4 – Detalhamento da armadura A1. Vista lateral e superior, autores (2017).

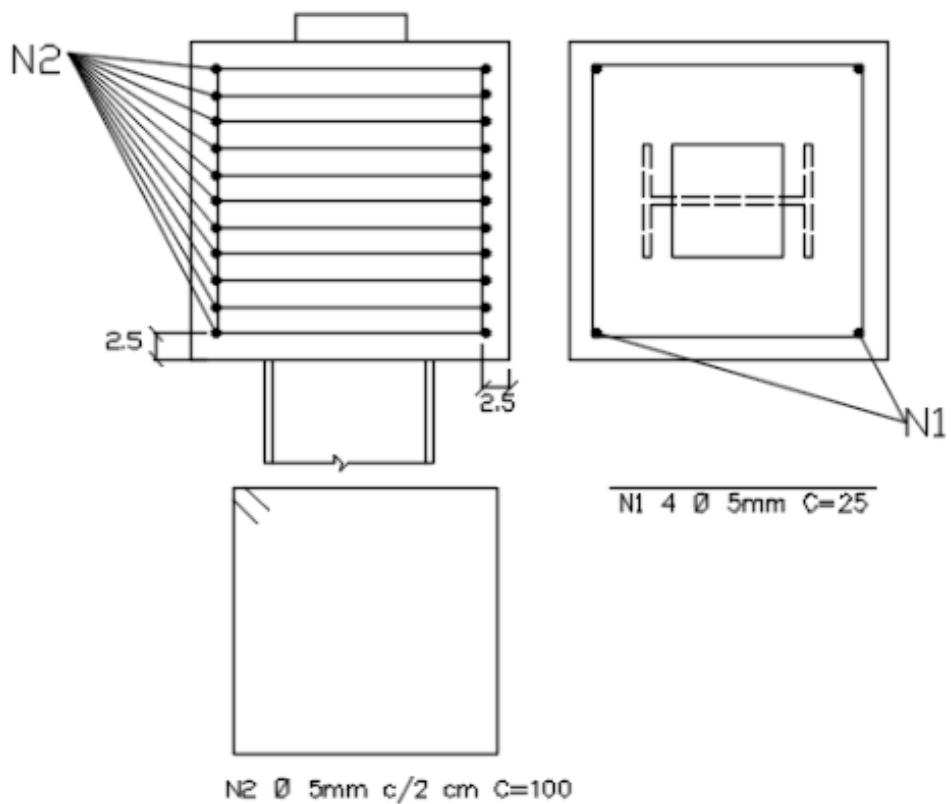


Figura 5 – Detalhamento da armadura A2. Vista lateral e superior, Autores (2017).

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 (cm)	Placa no topo da es-taca	Tipo de armadura
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.

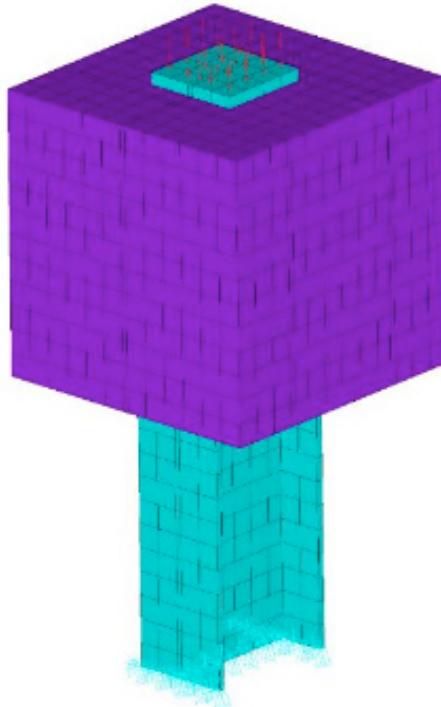


Figura 7 - Malha de elementos finitos, autores(2017).

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).

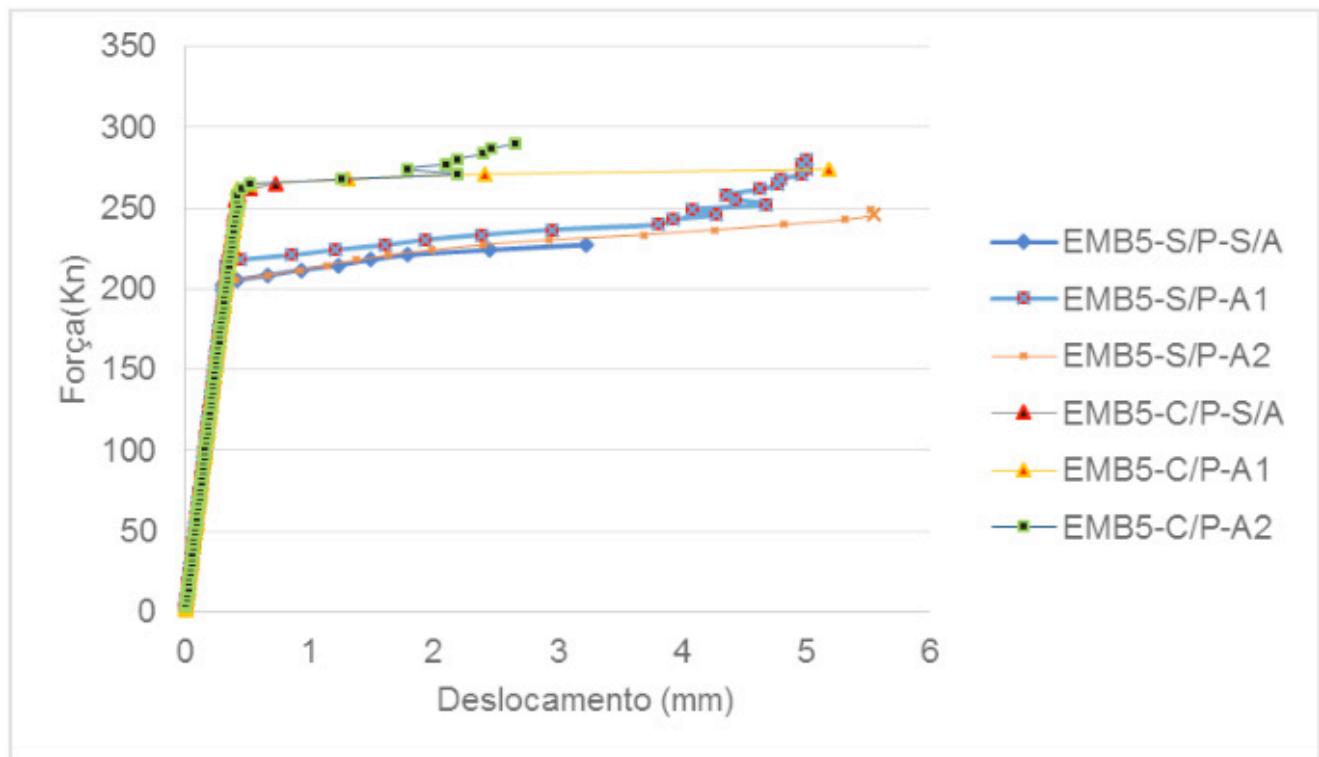


Figura 8 – Gráfico de força vs deslocamento. Região do núcleo (Autor(2017)

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.

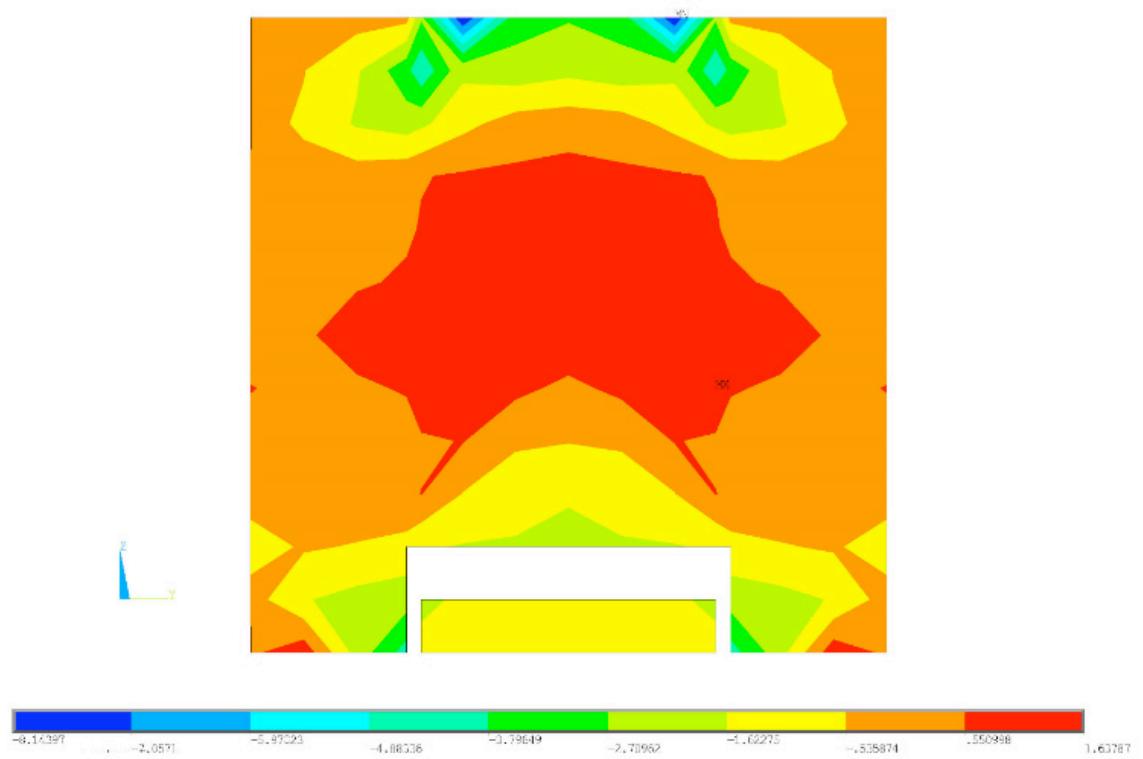


Figura 9 – Fluxo de tensões na direção Y. Modelo EMB5-C/P-S/A (ANSYS(2017)).

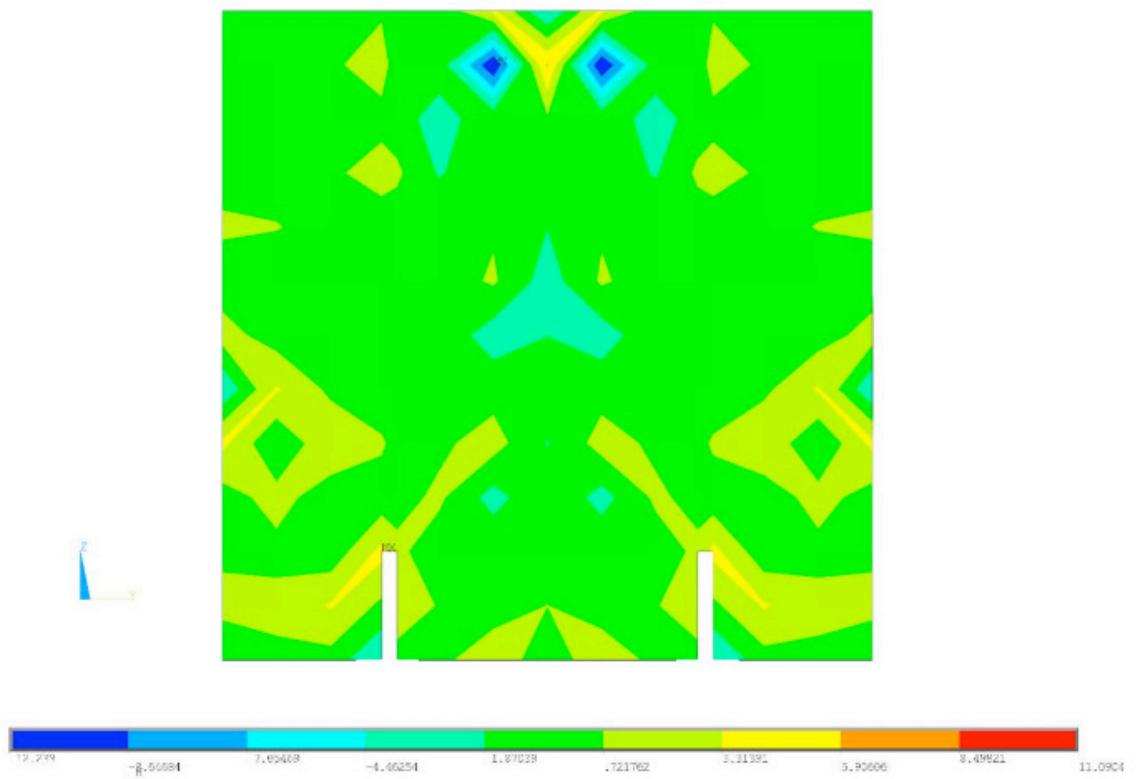


Figura 10 – Fluxo de tensões na direção Y. Modelo EMB5-S/P-S/A (ANSYS(2017).

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 consideração 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.

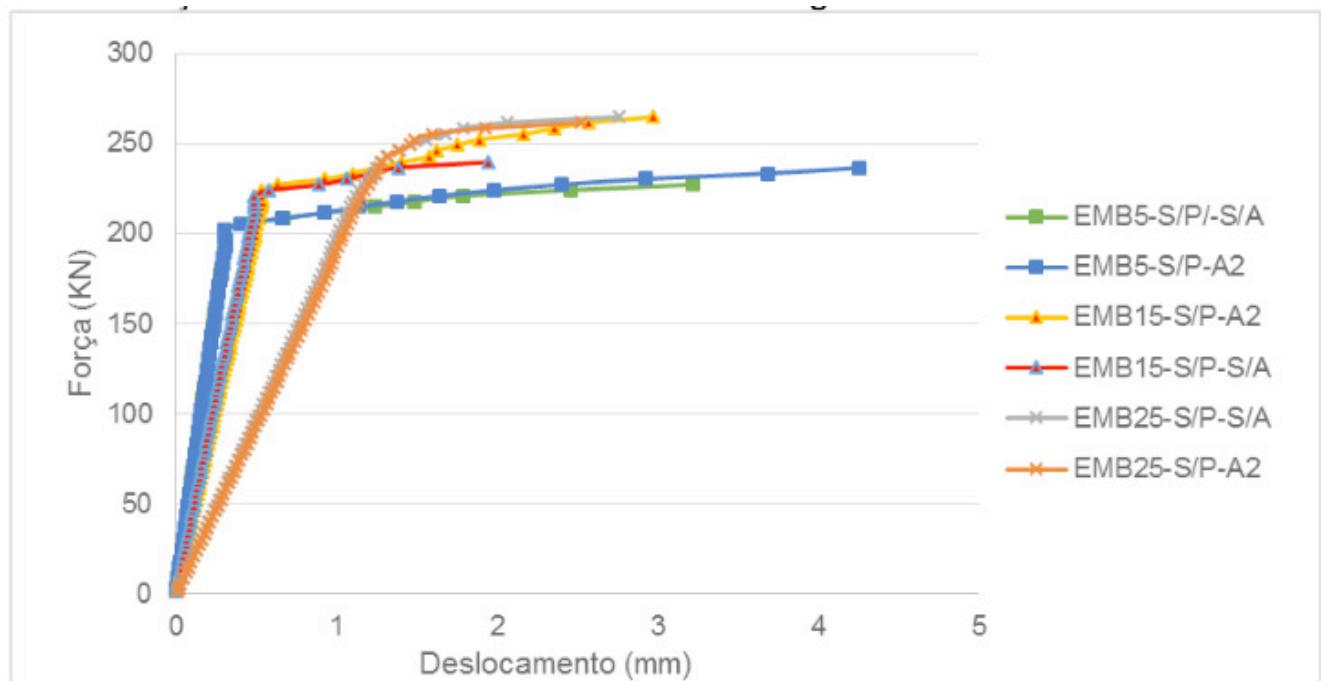


Figura 11 – Gráfico de força vs deslocamento. Região do núcleo (Autor(2017)

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.

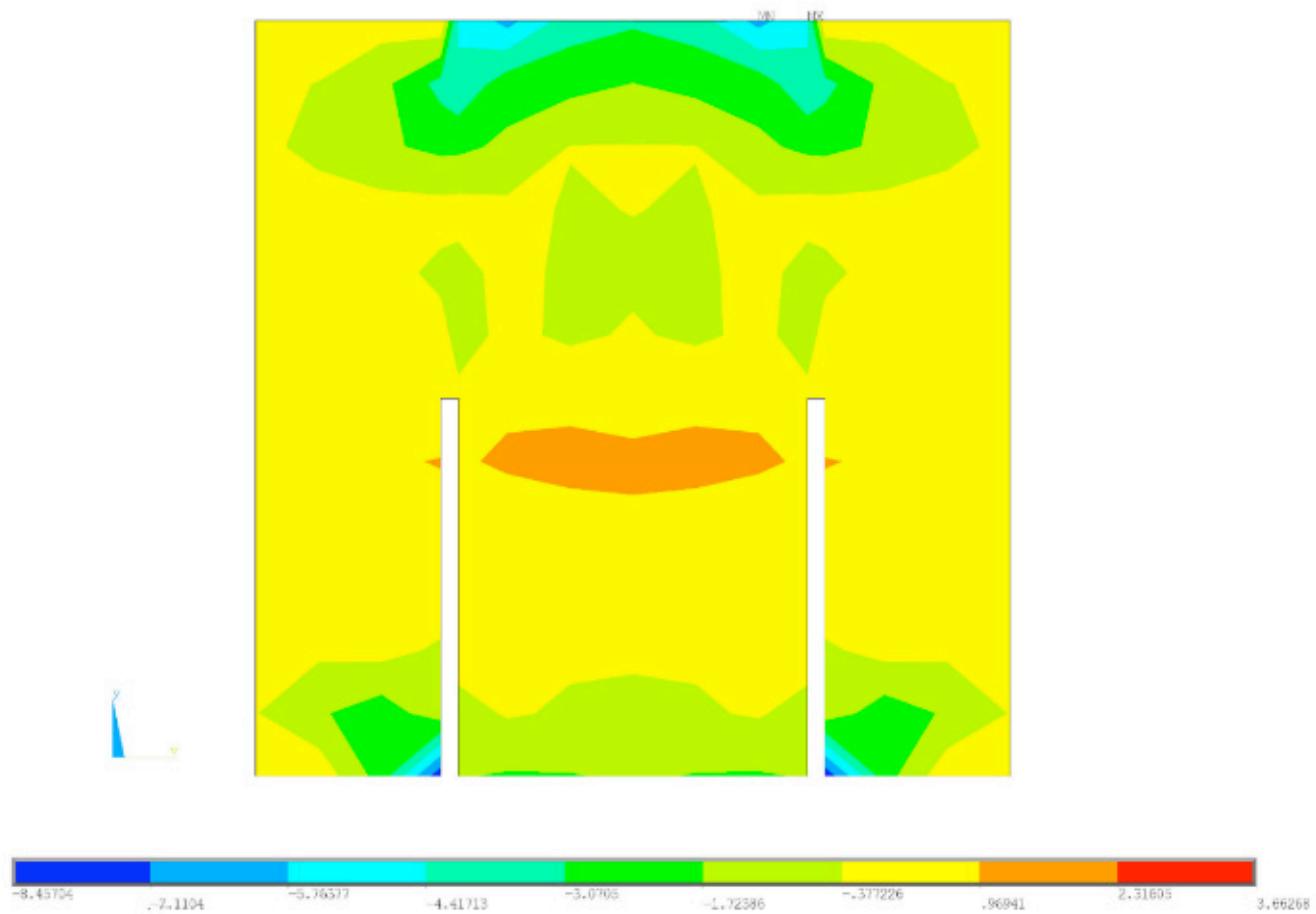


Figura 12 – Fluxo de tensões na direção Y. Modelo EMB15-S/P-S/A (ANSYS(2017).

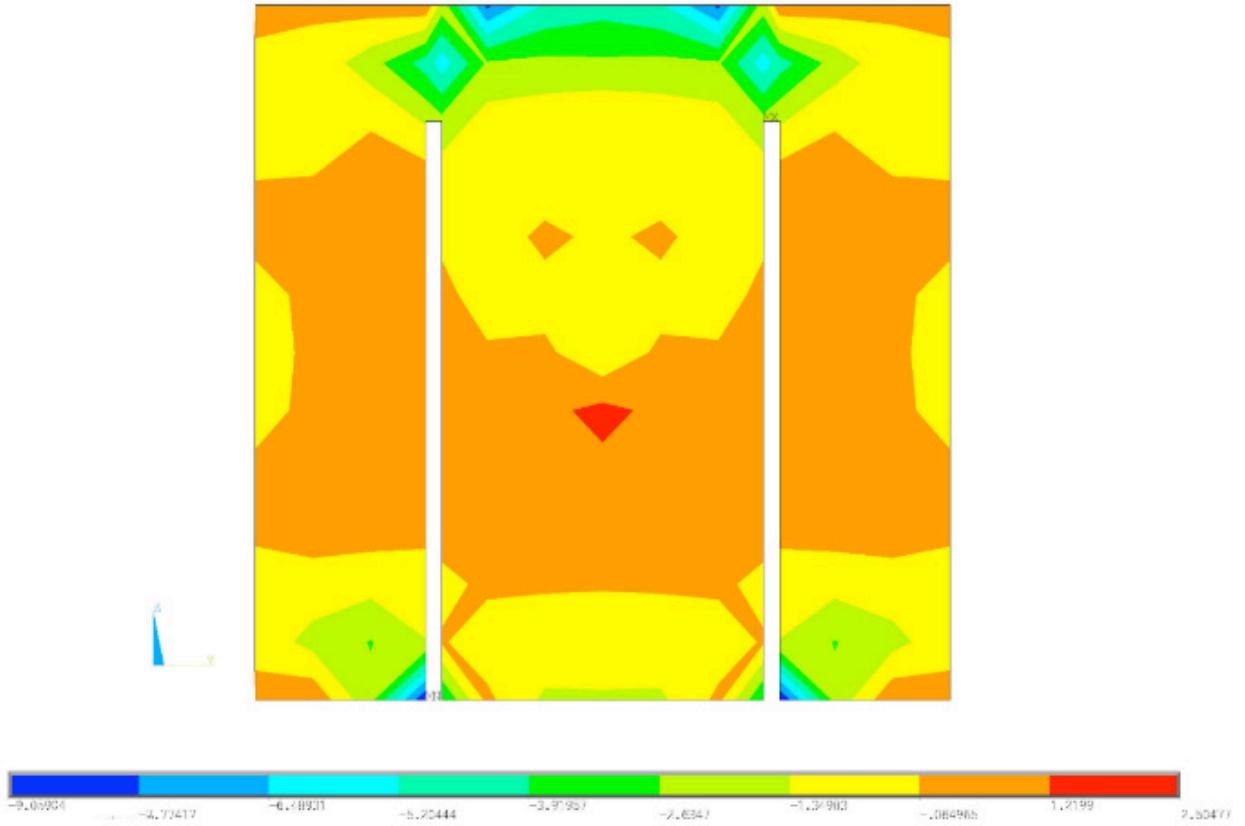


Figura 13 – Fluxo de tensões na direção Y. Modelo EMB25-C/P-S/A (ANSYS(2017)).

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, Interciênciac, 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

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

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

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.

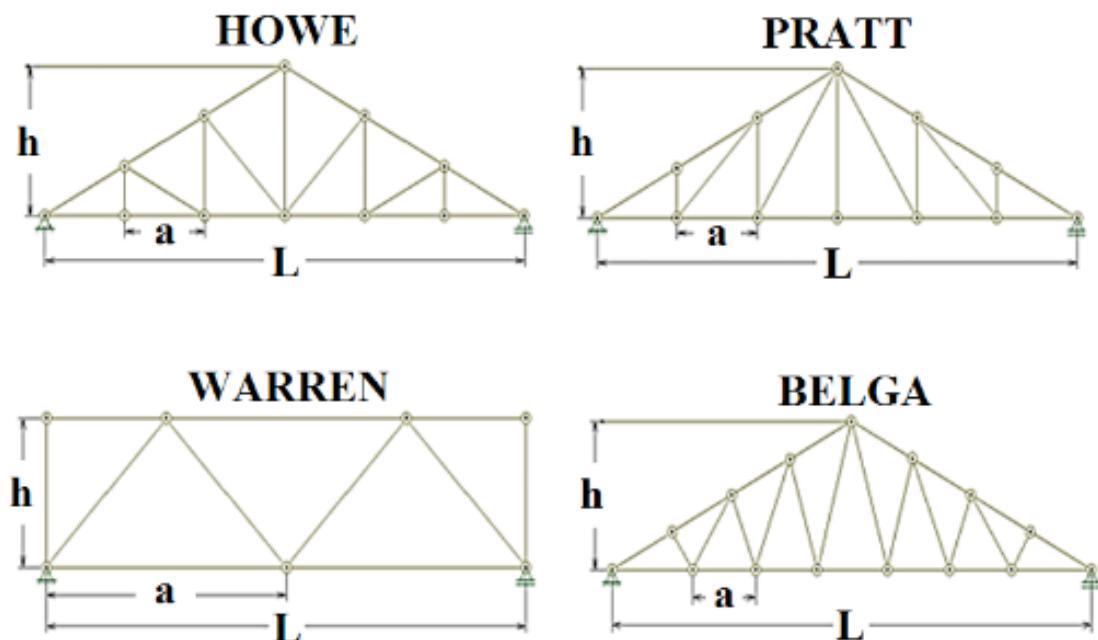


FIGURA 2: Associações de treliças estudadas (AUTOR (2015)).

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

- Vâo 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
<i>Howe</i>	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
<i>Pratt</i>	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
<i>Warren</i>	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
<i>Belga</i>	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 Ánalises

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 a 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.

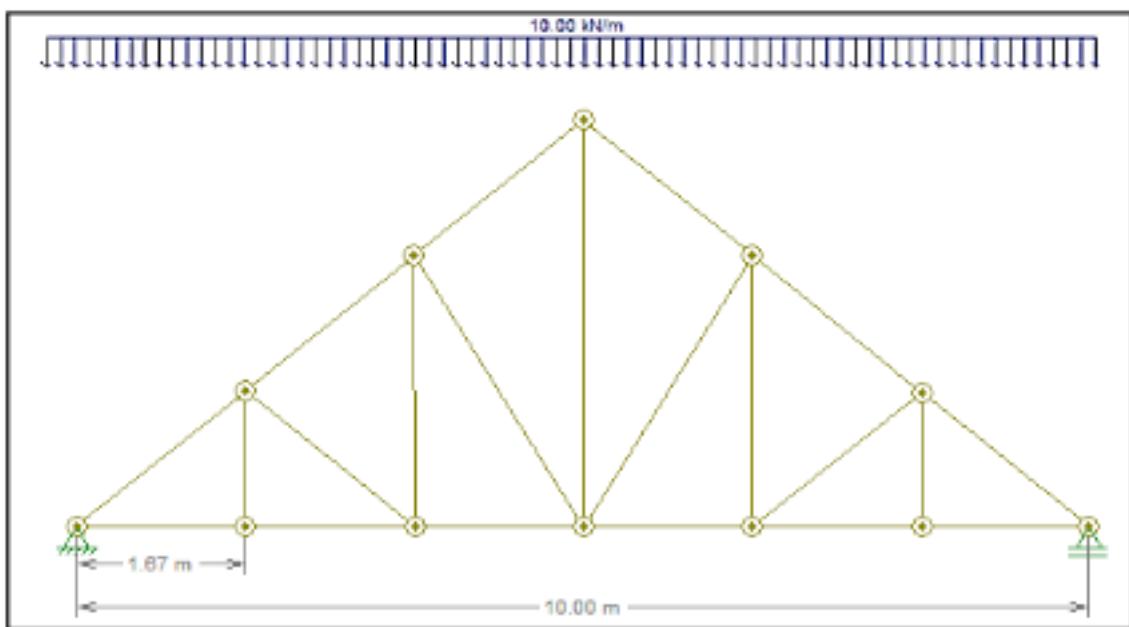


FIGURA 3: Treliça com carregamento distribuído (AUTOR (2015)).

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.

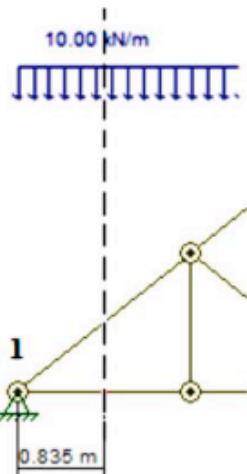


Figura 4: Cálculo da força equivalente no nó 1 (AUTOR (2015)).

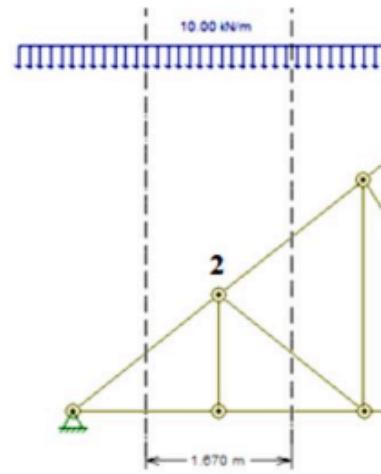


FIGURA 5: Cálculo da força no nó 2 (AUTOR (2015)).

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.

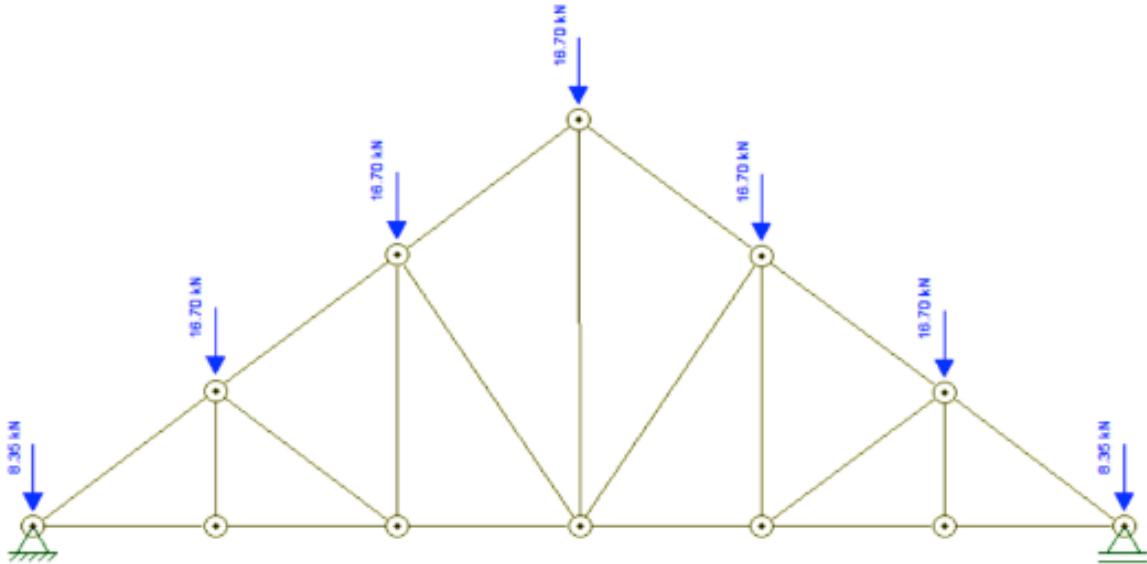


FIGURA 6: Forças em cada nó (AUTOR (2015)).

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 Ii

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.

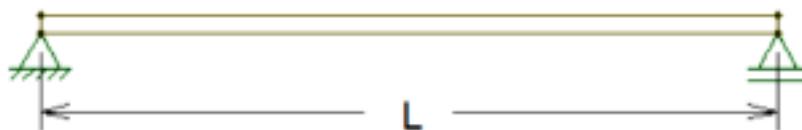


FIGURA 7: Viga (AUTOR (2015)).

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.

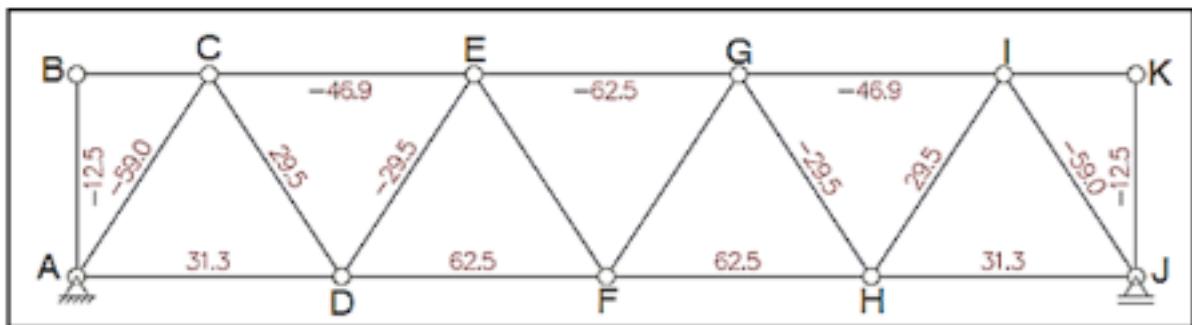


FIGURA 8: Esforços atuantes nas barras da treliça Warren (AUTOR (2015)).

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_{máx}	N_{mín}
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.

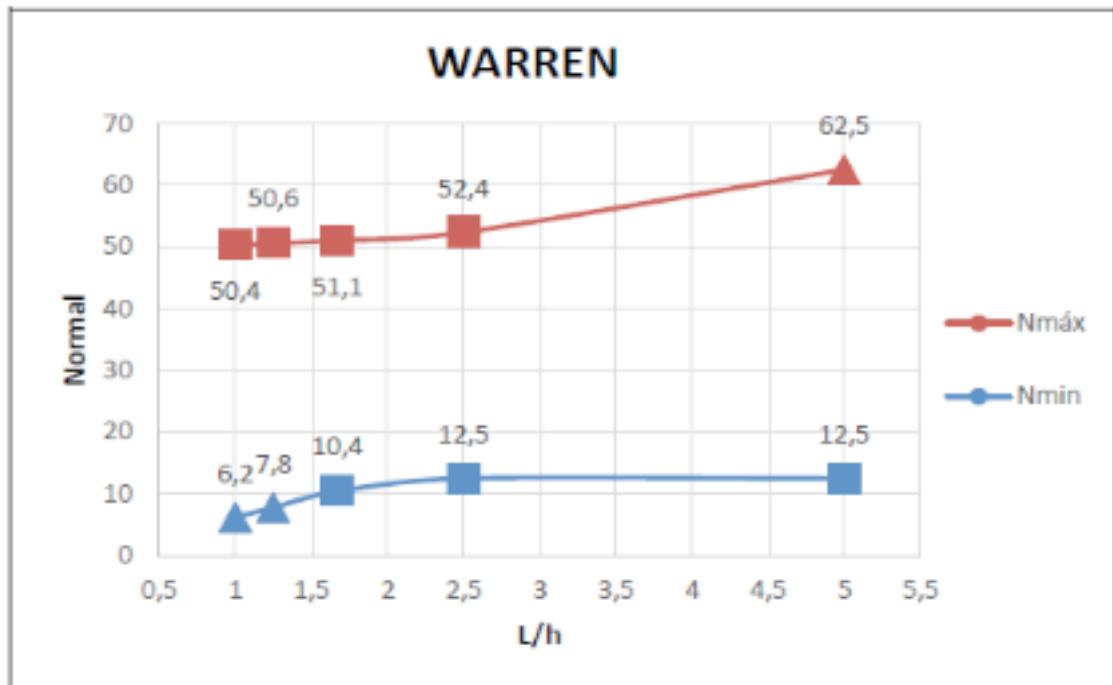


FIGURA 9: Gráfico 1, Nmáx e Nmín na treliça Warren (AUTOR (2015)).

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.

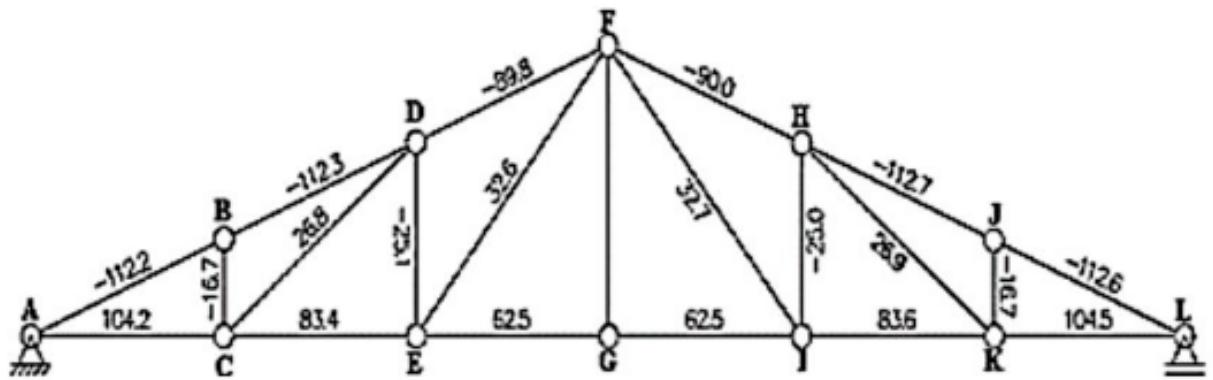


FIGURA 10: Esforços sofridos nas barras da treliça Pratt (AUTOR (2015)).

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

	<i>L</i>	<i>H</i>	<i>L/h</i>	<i>N</i> _{máx}	<i>N</i> _{min}
PRATT	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.

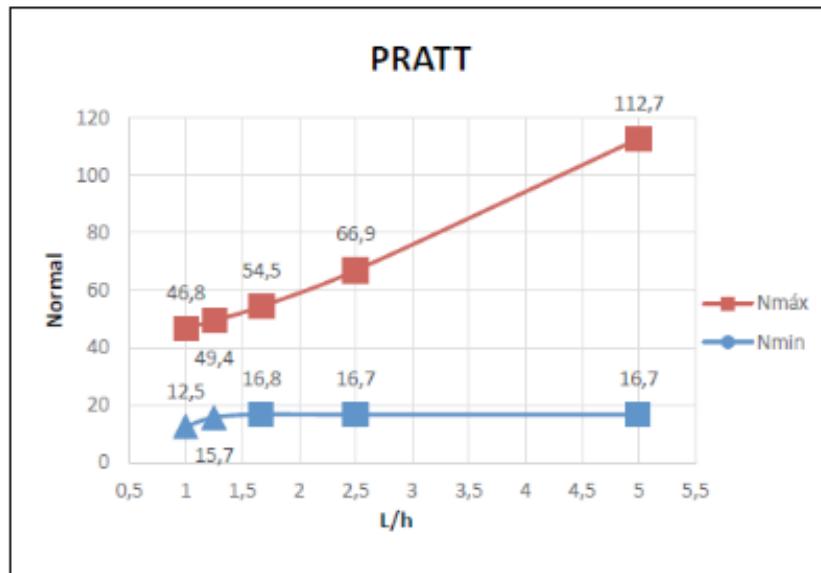


Figura 11: Esforços sofridos nas barras da treliça Pratt

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.

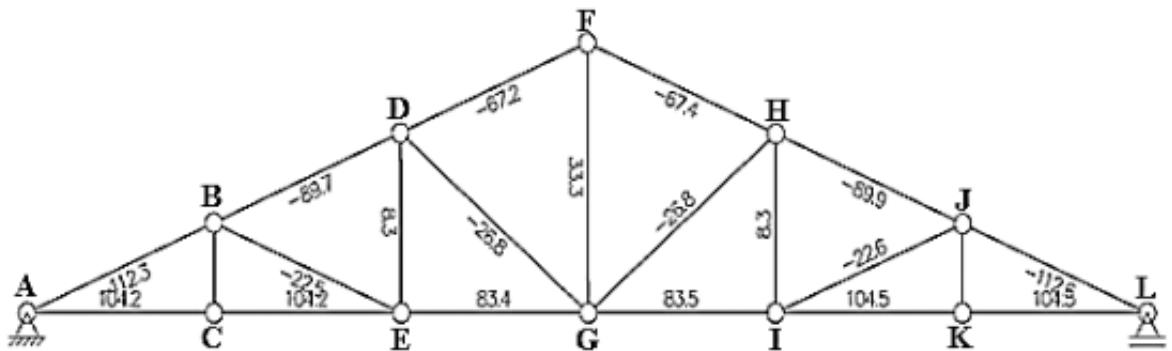


Figura 12: Esforços atuantes nas barras da treliça Howe (AUTOR (2015)).

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

	<i>L</i>	<i>H</i>	<i>L/h</i>	<i>N</i> _{máx}	<i>N</i> _{mín}
HOWE	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.

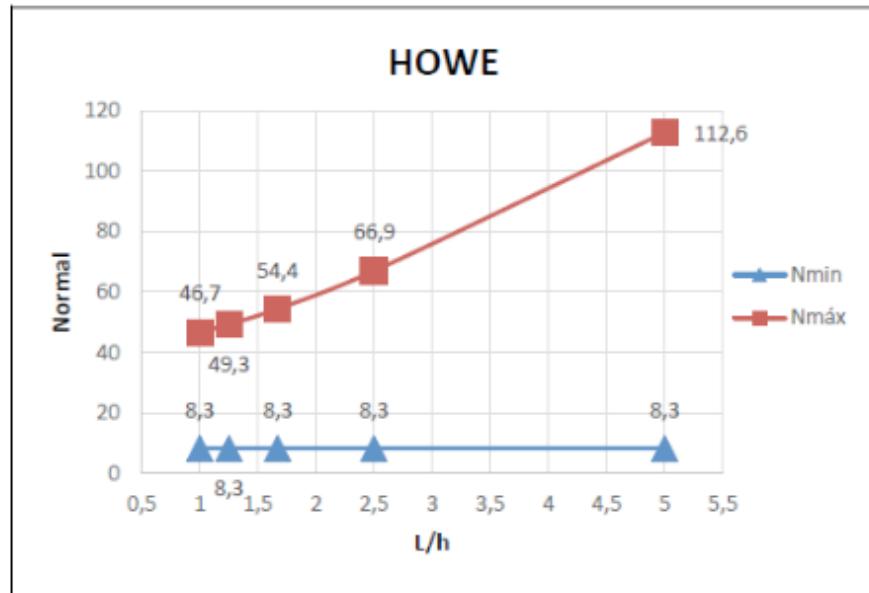


Figura 13: Esforços atuantes nas barras da treliça Howe

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.

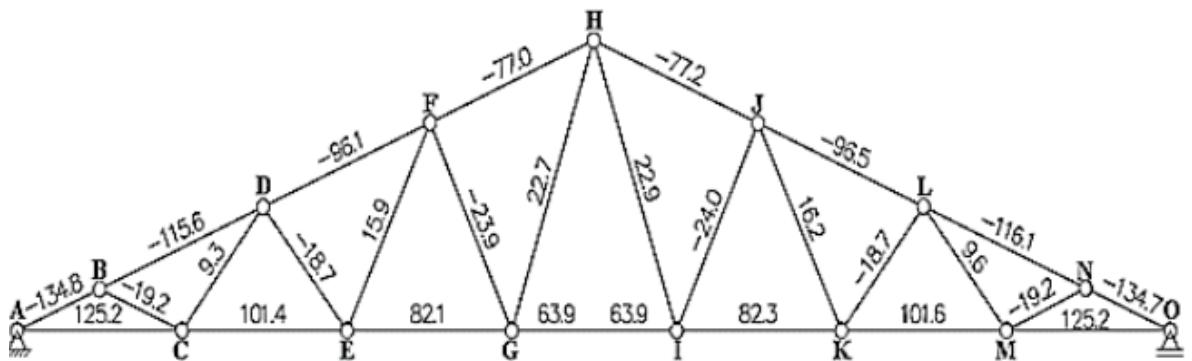


Figura 14: Esforços atuantes nas barras da treliça Belga (AUTOR (2015)).

	<i>L</i>	<i>H</i>	<i>L/h</i>	<i>N</i> _{máx}	<i>N</i> _{mín}
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.

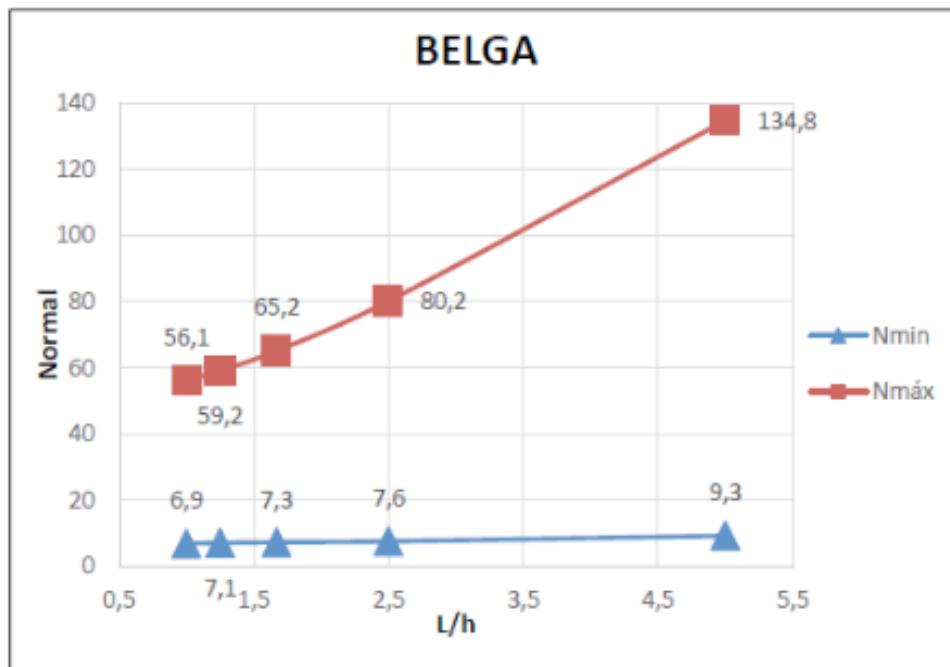


Figura 15: N _{máx} e N _{mín} na treliça Belga (AUTOR (2015)).

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.

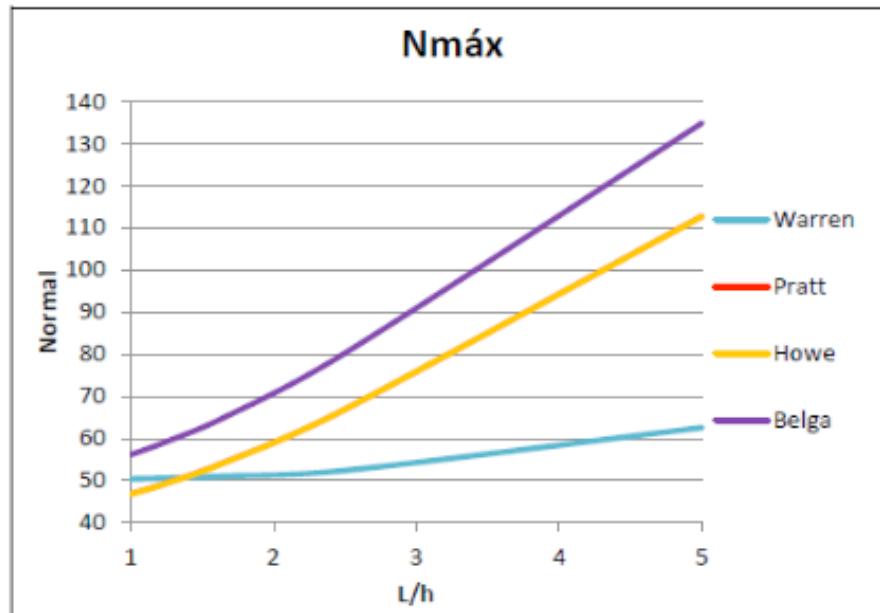


Figura 16: Normal máxima (Warren, Pratt, Howe e Belga)

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 .

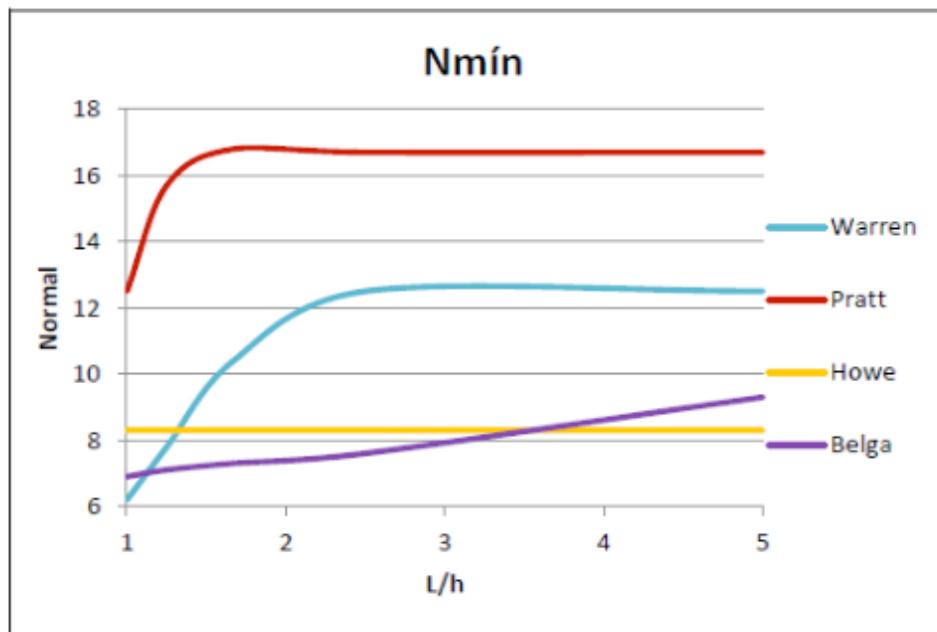


Figura 17: Normal mínima (Warren, Pratt, Howe e Belga)

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

totais de cada tipo, como mostra a Figura 18.

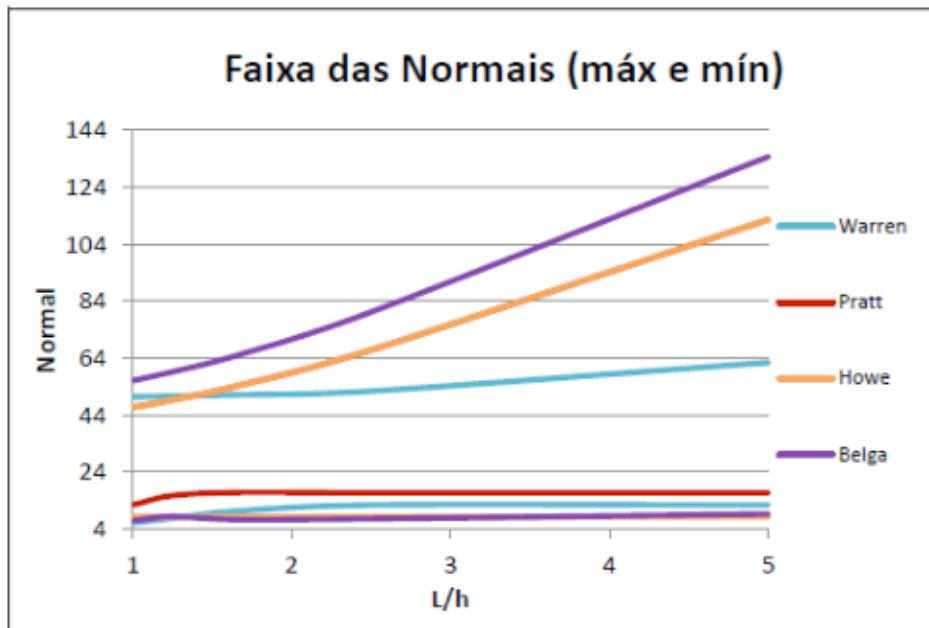


Figura 18: Faixa das normais

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
<i>Deslocamento (mm)</i>	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.

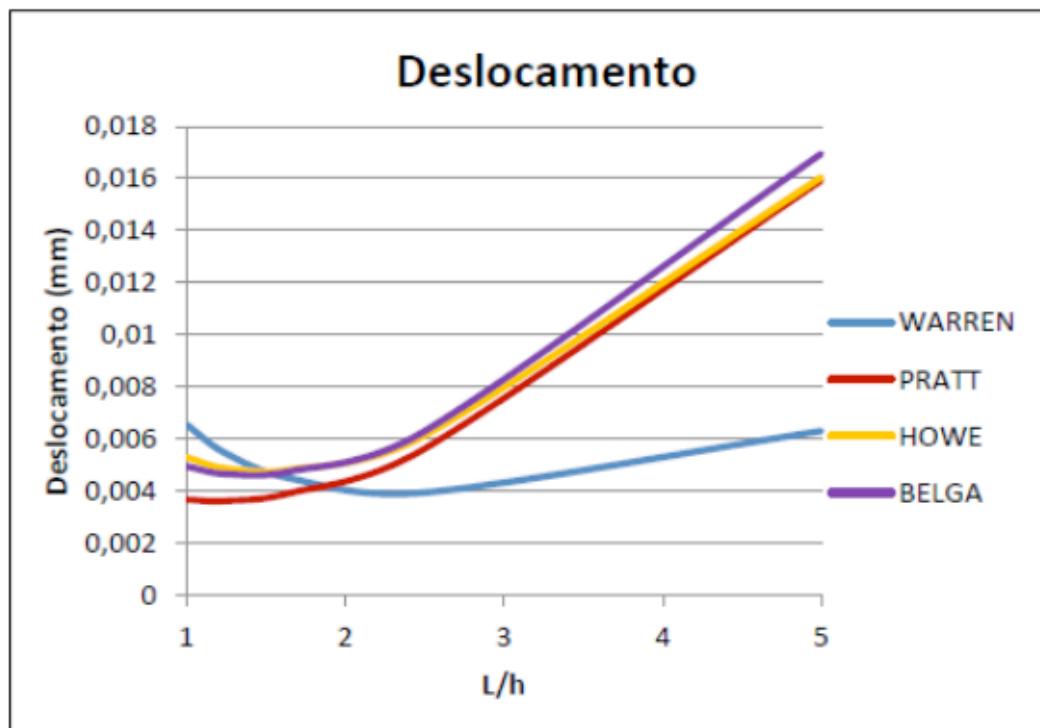


Figura 19: Deslocamentos (AUTOR (2015)).

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.

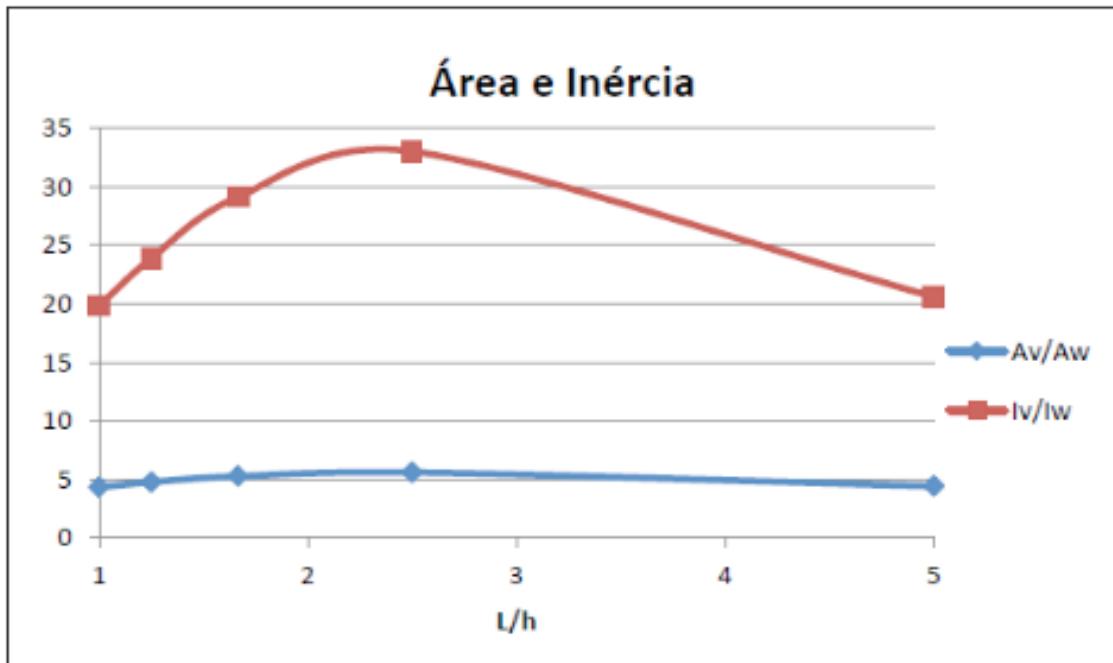


Figura 20: (Razão da Área da viga (Av) pela Área da seção transversal das peças que constituem a associação da treliça Warren (Aw) e Razão da Inércia da viga (Iv) pela inércia das peças que constituem a associação da treliça Warren (Iw) (AUTOR (2015)).

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 consequentemente 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, 6^a 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

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

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

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. Consequentemente, 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:

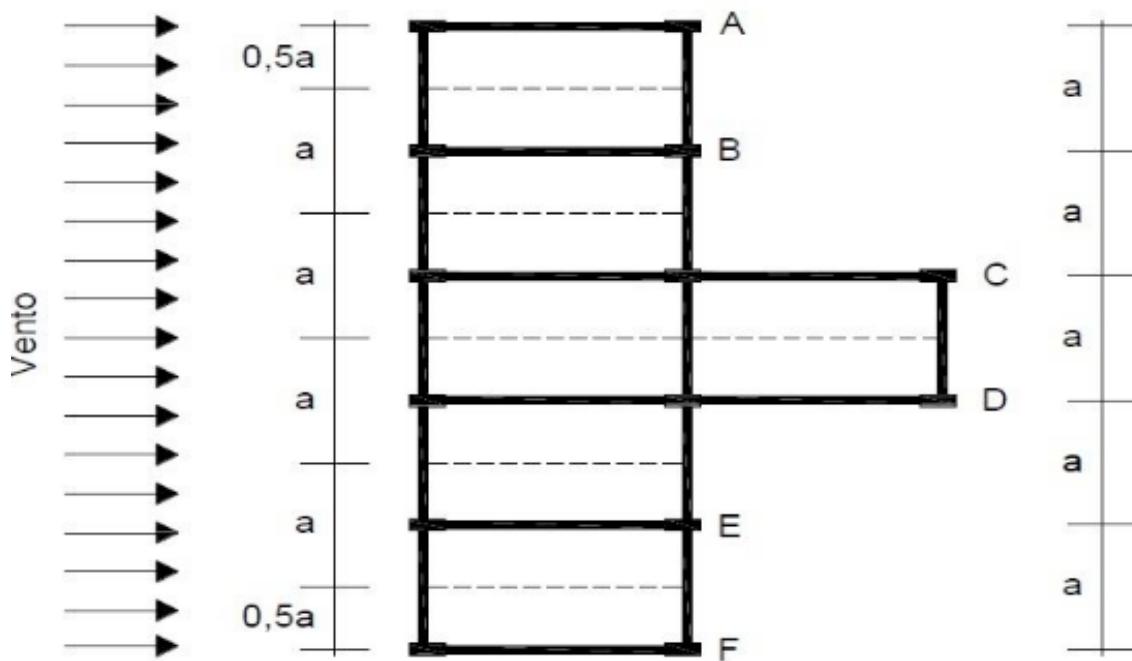


Figura 1 – Exemplo de representação de faixas de carga.

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.

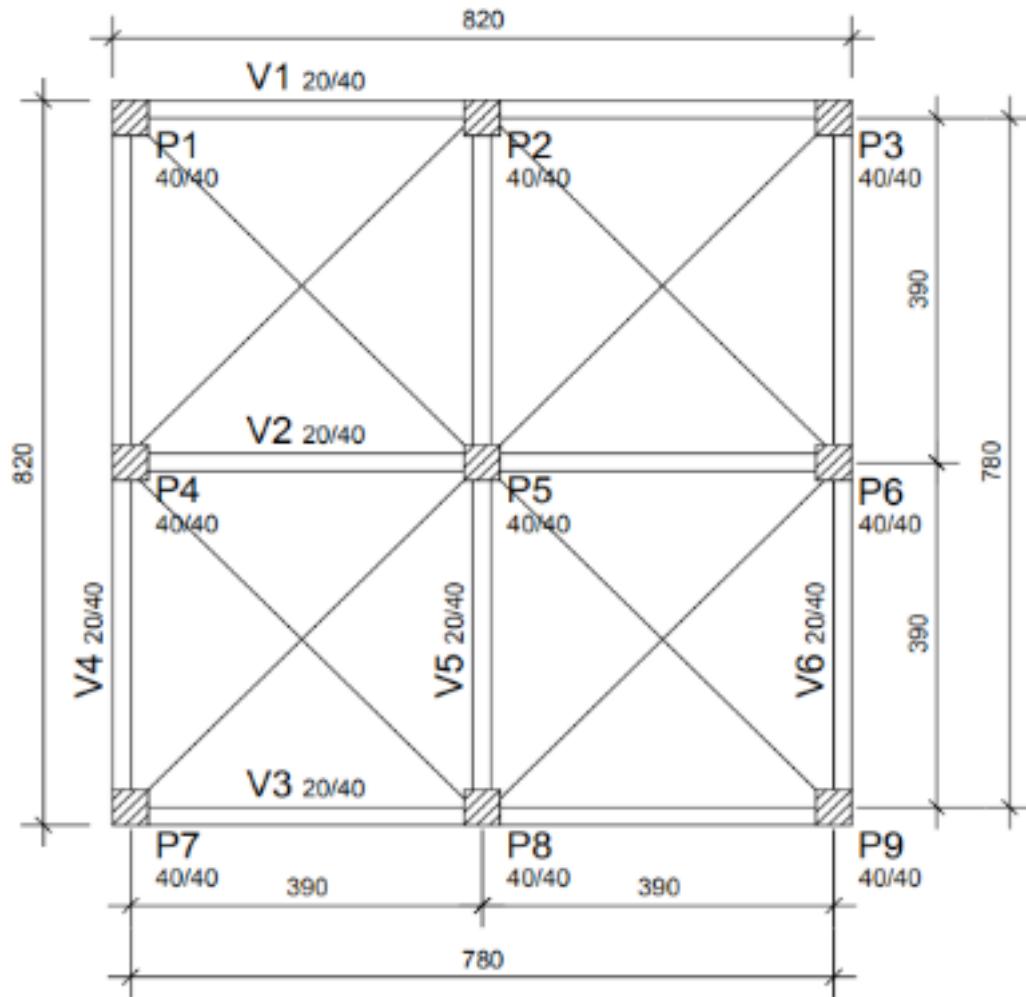


Figura 2.0 – Edifício de geometria quadrangular.

Fonte: MONCAYO (2011).

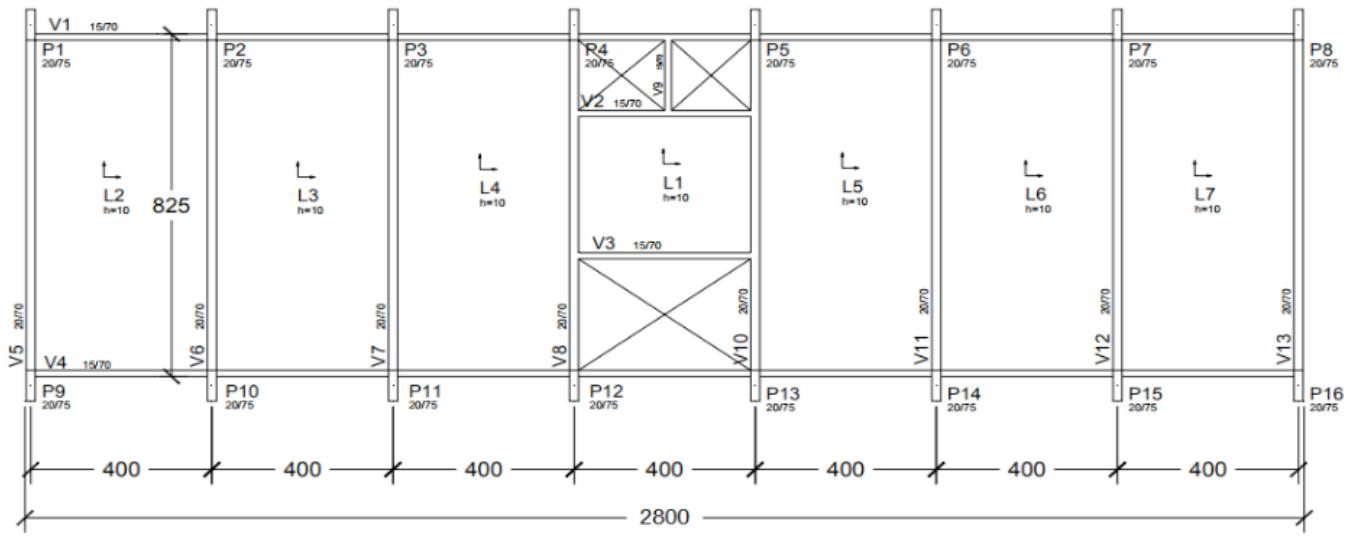


Figura 3 – Edifício de geometria retangular

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, en-gastada 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

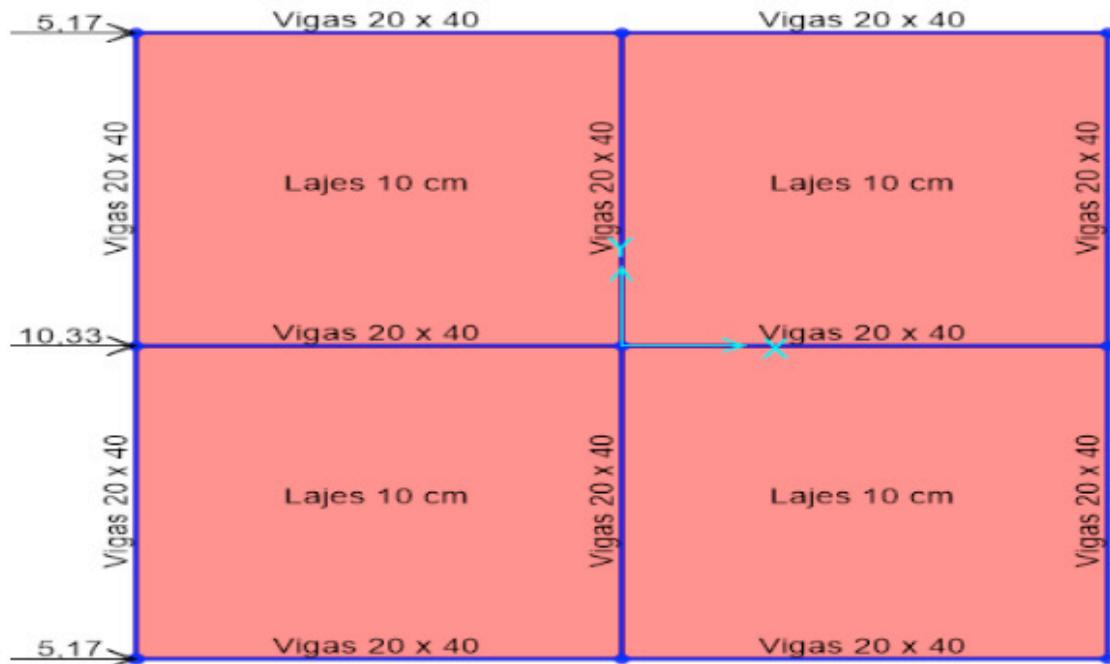


Figura 4 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 2

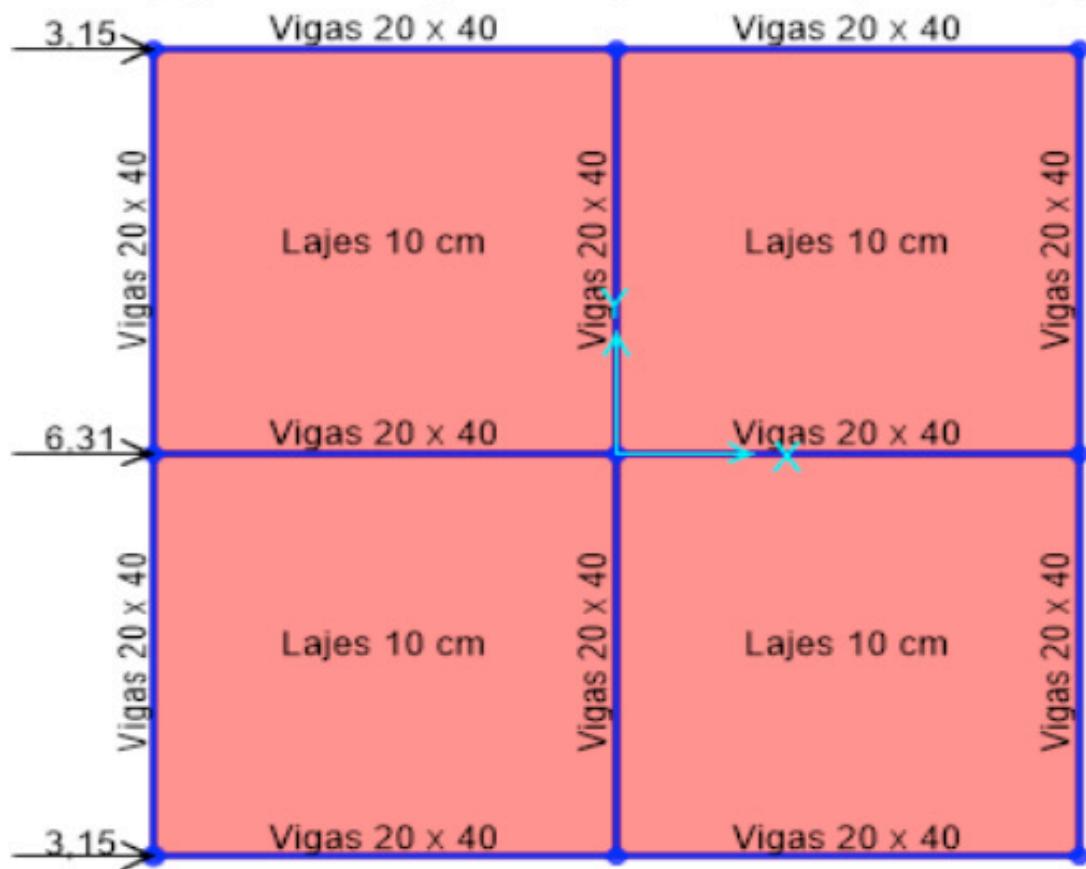


Figura 5 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 3

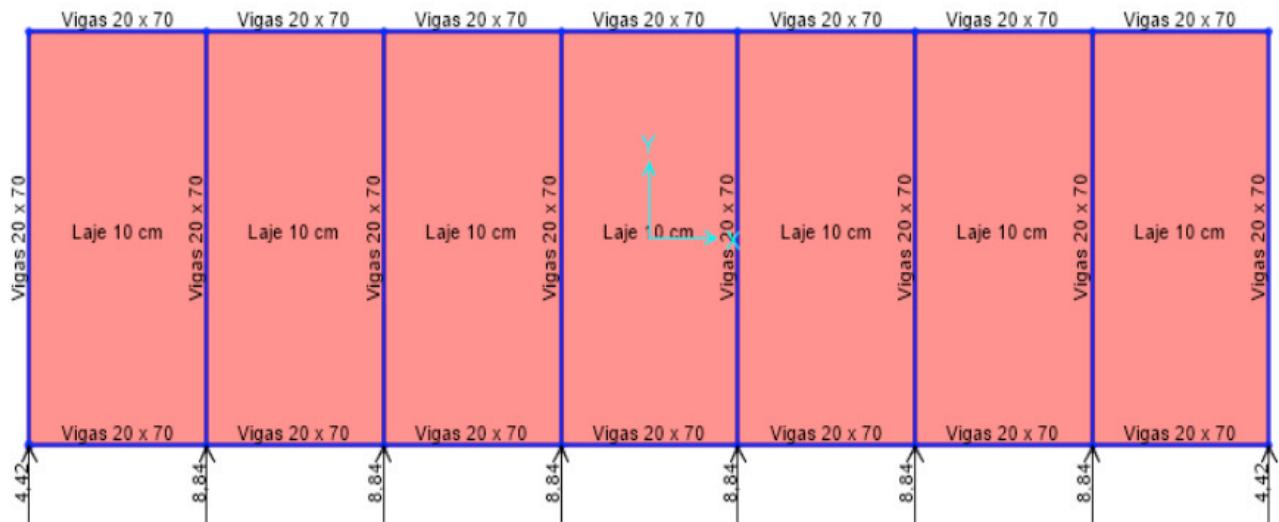


Figura 6.0 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 4

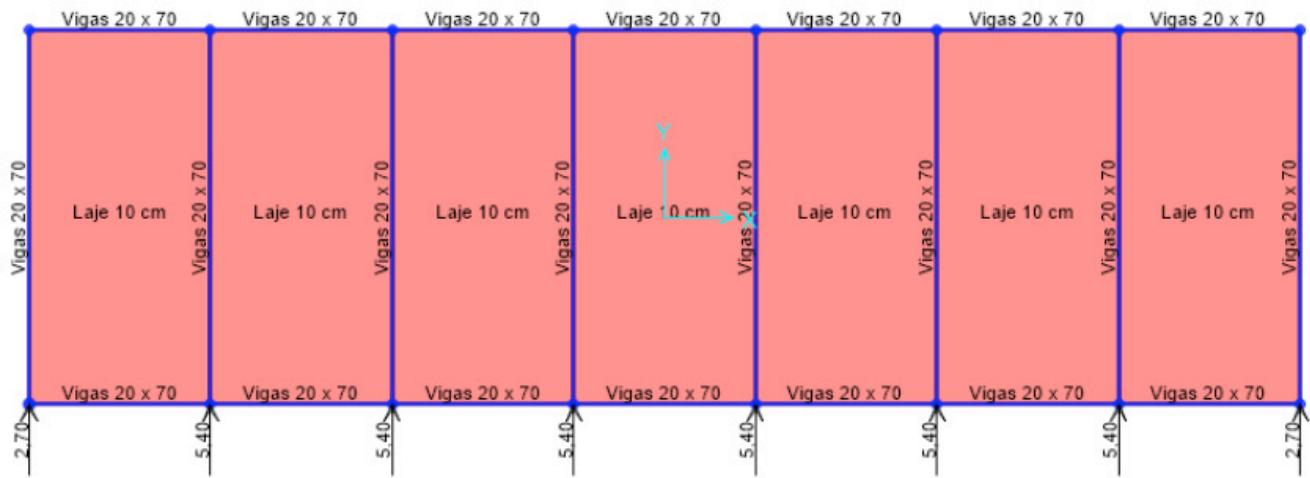


Figura 7 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

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.

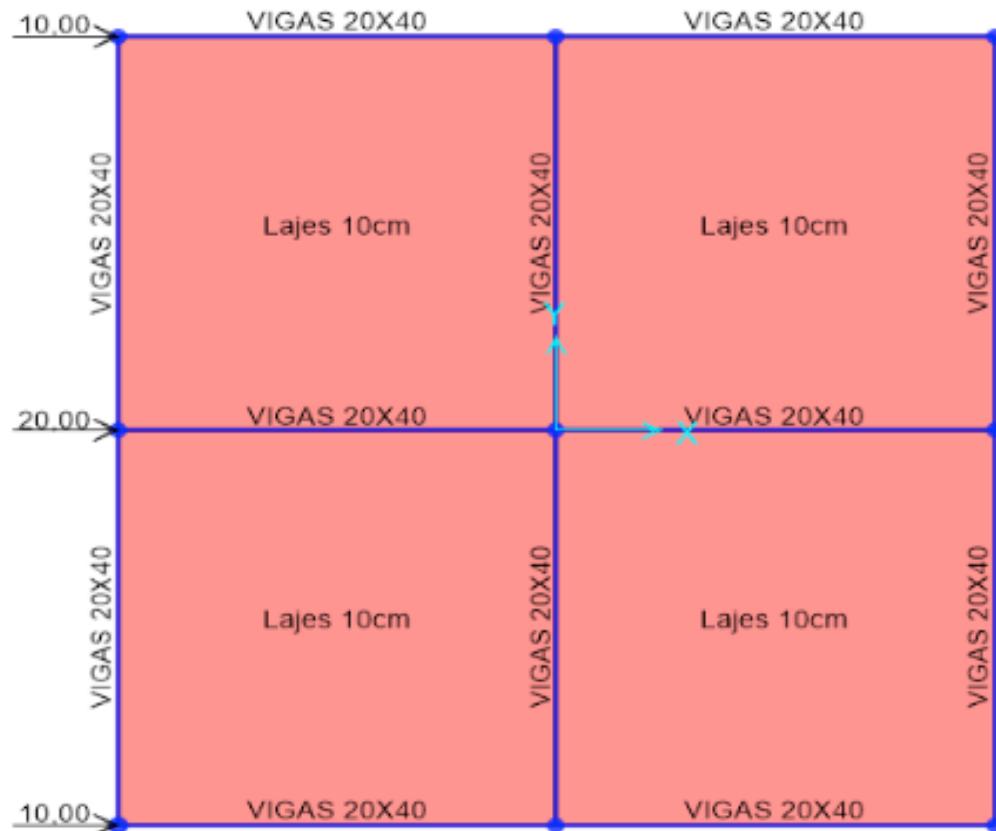


Figura 8– Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 6

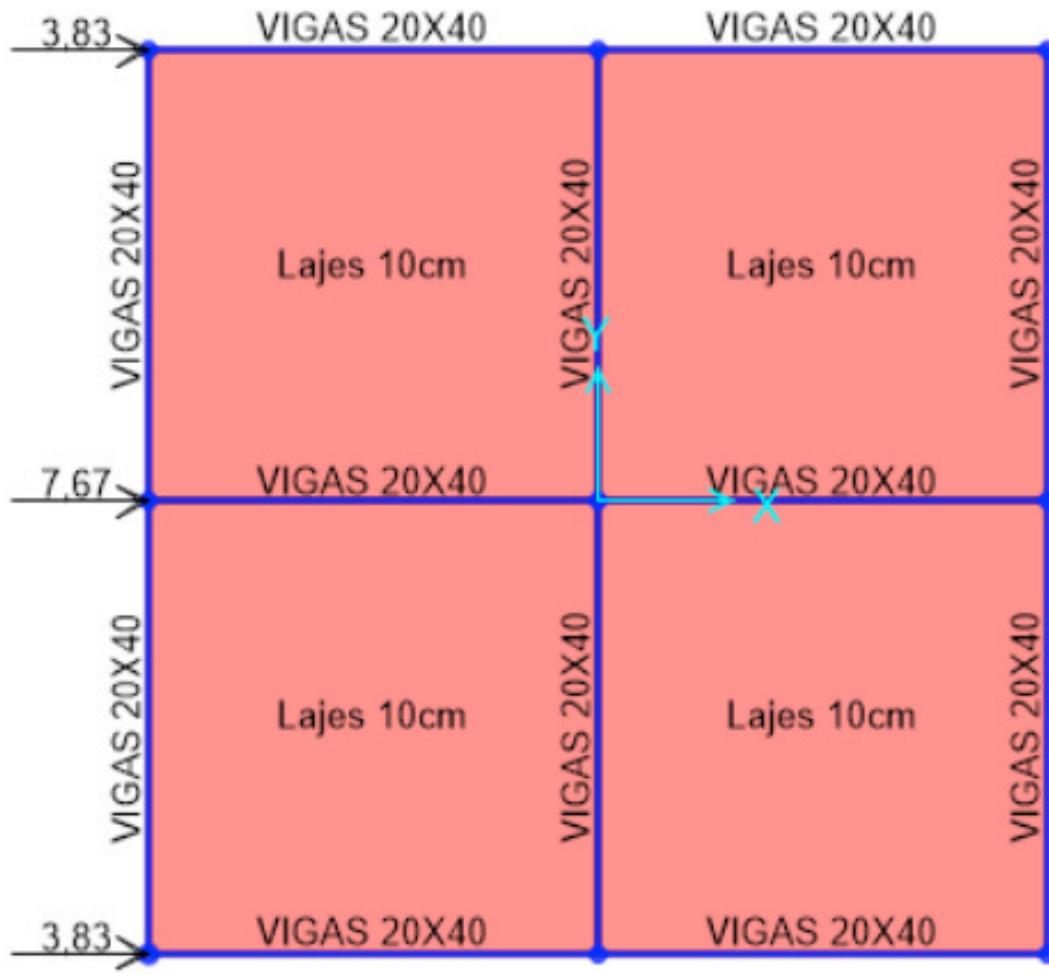


Figura 9 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 7

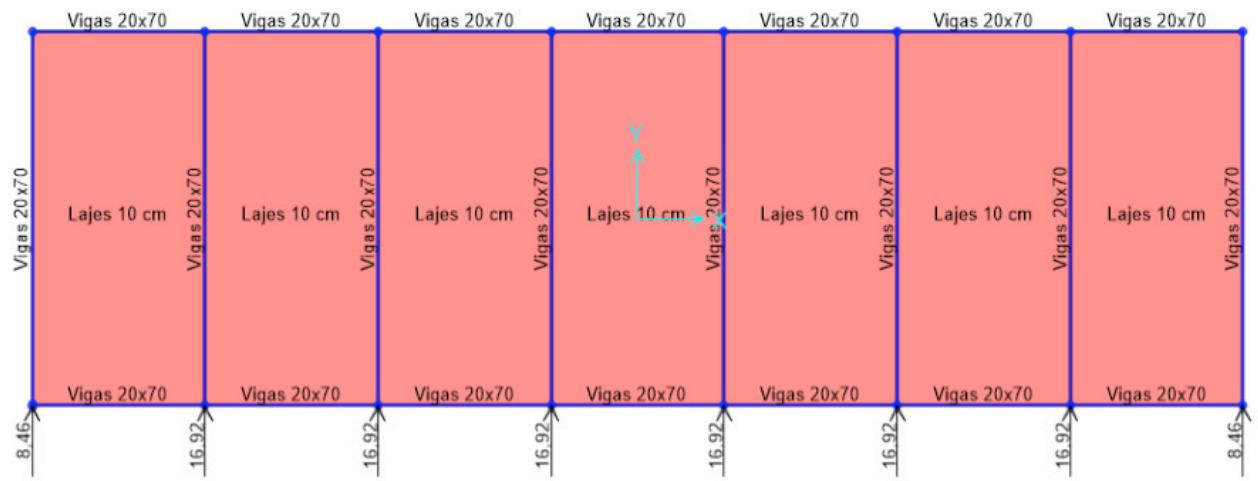


Figura 10 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

MODELO 8

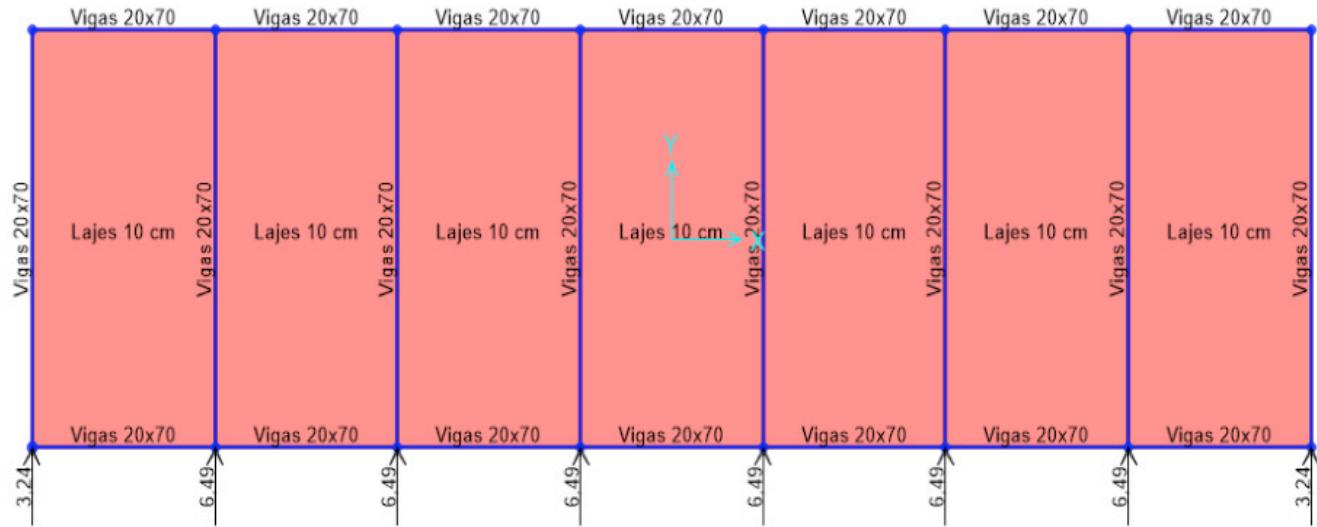


Figura 11 – Distribuição dos esforços devido ao vento na primeira laje do edifício

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 modelados:



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

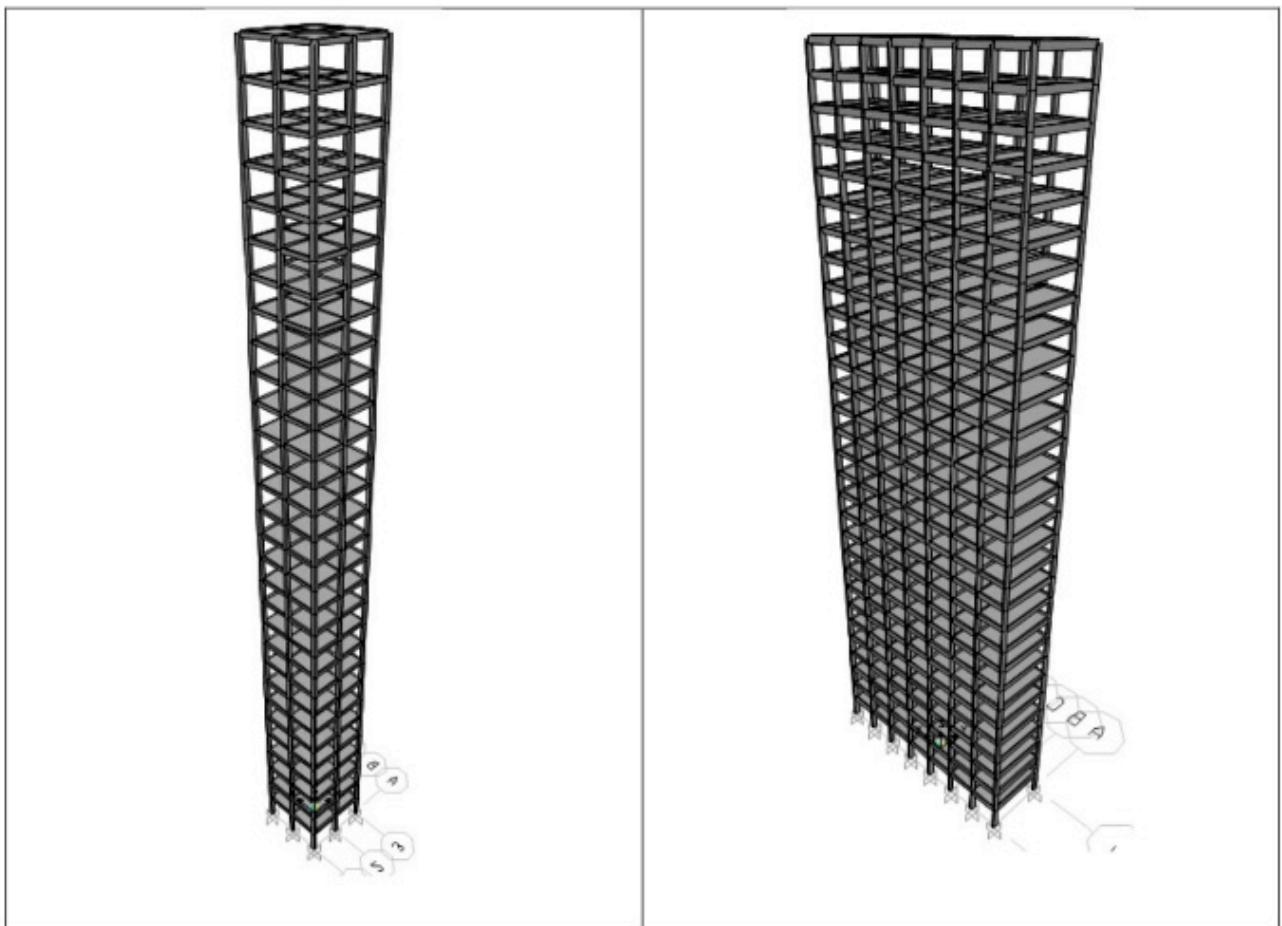


Figura 13 – Edifício de geometria quadrangular e retangular com 30 andares

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 1ºpav (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 2^a 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 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.

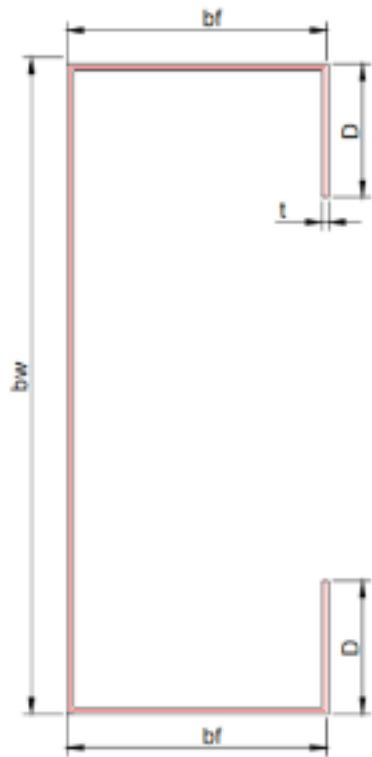


Figura 1 - Típico perfil U enrijecido

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 (cm²)
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_o - 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)	Xg (cm)	X_o (cm)	I_y (cm ⁴)	r_y (cm)	C_w (cm ⁶)	r_o (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 | 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 critica está diretamente relacionado com a estabilidade da estrutura e seu equilíbrio.

Dessa forma pode-se afirmar que a carga critica 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

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

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

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

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:

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

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})

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

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

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

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)

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

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 SCHAFER e PEKÖZ (1998) propuseram o Método da Resistência Direta (MRD) como uma alternativa ao método das larguras efetivas.

O chamado Método da Resistencia 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.

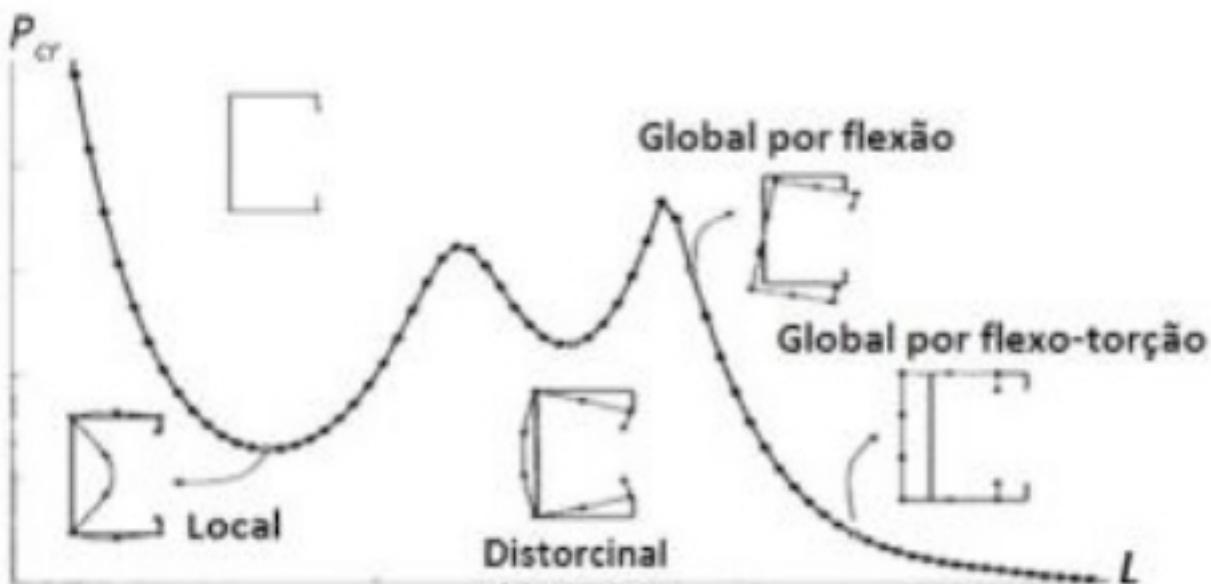


Figura 2 - Exemplo de curva de assinatura para perfil U enrijecido. Fonte GARCIA (2015)

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 critica em cada modo, ou seja, a partir dessa determinada carga a coluna entram em instabilidade.

	Modos Globais	Modos Locais	Modos Distorcionais
	N_e	N_I	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
Ndistr=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/N1)**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/(Ndistr*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.

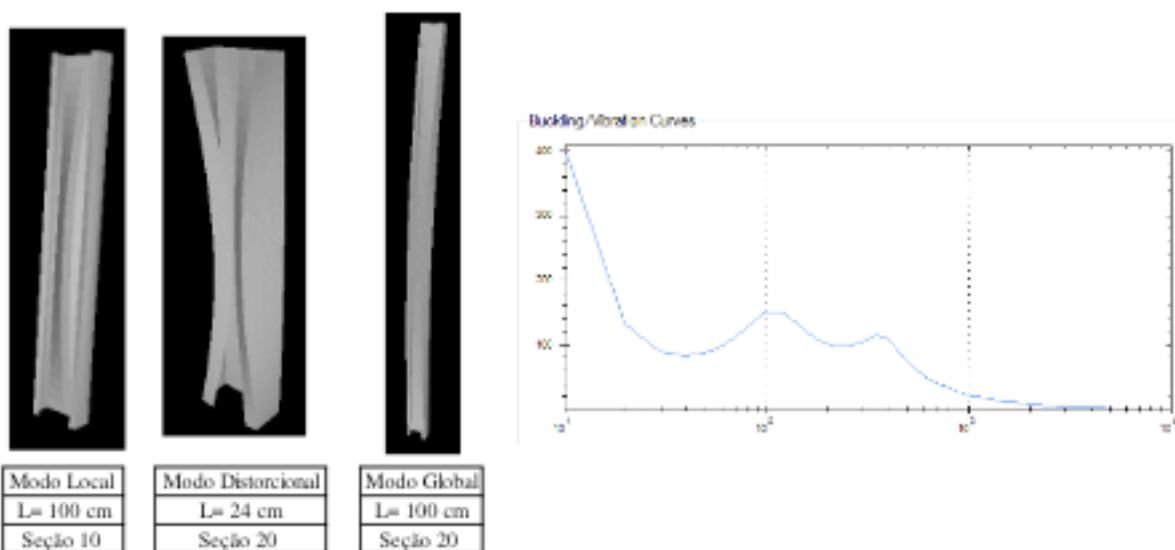


Figura 3 – Modos de Flambagem e curva de assinatura do perfil 20, ambos obtidos com o GBTUL

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 São Carlos, Universidade de São 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 Líbero 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
Ensaios 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

