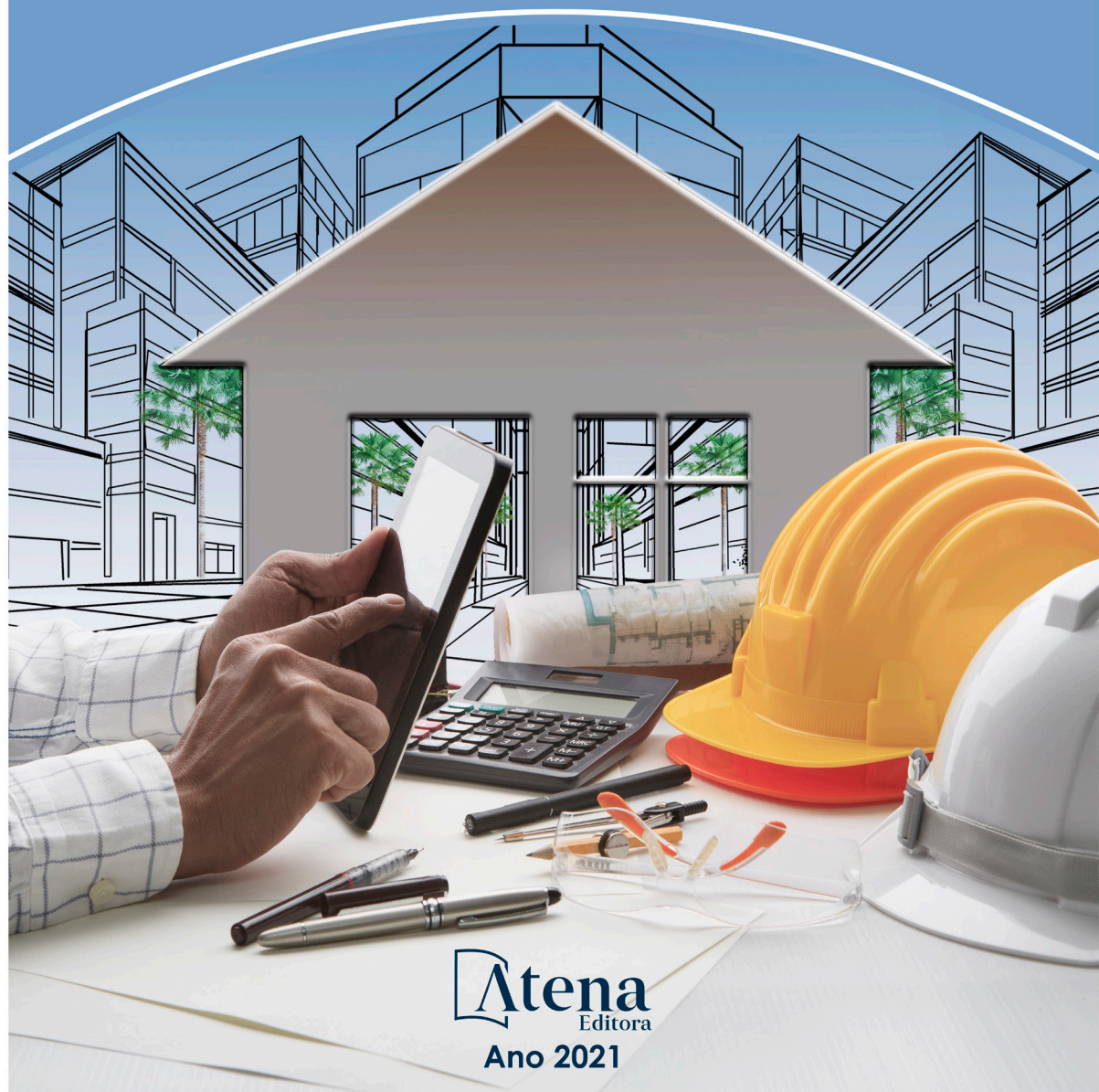


Helenton Carlos da Silva
(Organizador)

ENGENHARIA CIVIL:

Componentes sociais e ambientais
e o crescimento autossustentado



Atena
Editora

Ano 2021

Helenton Carlos da Silva
(Organizador)

ENGENHARIA CIVIL:

Componentes sociais e ambientais
e o crescimento autossustentado



Atena
Editora

Ano 2021

Editora Chefe

Profª Drª Antonella Carvalho de Oliveira

Assistentes Editoriais

Natalia Oliveira

Bruno Oliveira

Flávia Roberta Barão

Bibliotecária

Janaina Ramos

Projeto Gráfico e Diagramação

Natália Sandrini de Azevedo

Camila Alves de Cremo

Luiza Alves Batista

Maria Alice Pinheiro

Imagens da Capa

Shutterstock

Edição de Arte

Luiza Alves Batista

Revisão

Os Autores

2021 by Atena Editora

Copyright © Atena Editora

Copyright do Texto © 2021 Os autores

Copyright da Edição © 2021 Atena Editora

Direitos para esta edição cedidos à Atena Editora pelos autores.



Todo o conteúdo deste livro está licenciado sob uma Licença de Atribuição *Creative Commons*. Atribuição-Não-Comercial-NãoDerivativos 4.0 Internacional (CC BY-NC-ND 4.0).

O conteúdo dos artigos e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores, inclusive não representam necessariamente a posição oficial da Atena Editora. 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.

Todos os manuscritos foram previamente submetidos à avaliação cega pelos pares, membros do Conselho Editorial desta Editora, tendo sido aprovados para a publicação com base em critérios de neutralidade e imparcialidade acadêmica.

A Atena Editora é comprometida em garantir a integridade editorial em todas as etapas do processo de publicação, evitando plágio, dados ou resultados fraudulentos e impedindo que interesses financeiros comprometam os padrões éticos da publicação. Situações suspeitas de má conduta científica serão investigadas sob o mais alto padrão de rigor acadêmico e ético.

Conselho Editorial

Ciências Humanas e Sociais Aplicadas

Prof. Dr. Alexandre Jose Schumacher – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Paraná

Prof. Dr. Américo Junior Nunes da Silva – Universidade do Estado da Bahia

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. Carlos Antonio de Souza Moraes – Universidade Federal Fluminense
Prof. Dr. Crisóstomo Lima do Nascimento – Universidade Federal Fluminense
Profª Drª Cristina Gaio – Universidade de Lisboa
Prof. Dr. Daniel Richard Sant’Ana – Universidade de Brasília
Prof. Dr. Deyvison de Lima Oliveira – Universidade Federal de Rondônia
Profª Drª Dilma Antunes Silva – Universidade Federal de São Paulo
Prof. Dr. Edvaldo Antunes de Farias – Universidade Estácio de Sá
Prof. Dr. Elson Ferreira Costa – Universidade do Estado do Pará
Prof. Dr. Eloi Martins Senhora – Universidade Federal de Roraima
Prof. Dr. Gustavo Henrique Cepolini Ferreira – Universidade Estadual de Montes Claros
Profª Drª Ivone Goulart Lopes – Istituto Internazionale delle Figlie de Maria Ausiliatrice
Prof. Dr. Jadson Correia de Oliveira – Universidade Católica do Salvador
Prof. Dr. Julio Candido de Meirelles Junior – Universidade Federal Fluminense
Profª Drª Lina Maria Gonçalves – Universidade Federal do Tocantins
Prof. Dr. Luis Ricardo Fernandes da Costa – Universidade Estadual de Montes Claros
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Marcelo Pereira da Silva – Pontifícia Universidade Católica de Campinas
Profª Drª Maria Luzia da Silva Santana – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Prof. Dr. Pablo Ricardo de Lima Falcão – Universidade de Pernambuco
Profª Drª Paola Andressa Scortegagna – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Rita de Cássia da Silva Oliveira – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof. Dr. Rui Maia Diamantino – Universidade Salvador
Prof. Dr. Saulo Cerqueira de Aguiar Soares – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Urandi João Rodrigues Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Profª Drª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande
Profª Drª Vanessa Ribeiro Simon Cavalcanti – Universidade Católica do Salvador
Prof. Dr. William Cleber Domingues Silva – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Willian Douglas Guilherme – Universidade Federal do Tocantins

Ciências Agrárias e Multidisciplinar

Prof. Dr. Alexandre Igor Azevedo Pereira – Instituto Federal Goiano
Prof. Dr. Arinaldo Pereira da Silva – Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará
Prof. Dr. Antonio Pasqualetto – Pontifícia Universidade Católica de Goiás
Profª Drª Carla Cristina Bauermann Brasil – Universidade Federal de Santa Maria
Prof. Dr. Cleberton Correia Santos – Universidade Federal da Grande Dourados
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
Prof. Dr. Fágner Cavalcante Patrocínio dos Santos – Universidade Federal do Ceará
Profª Drª Girlene Santos de Souza – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Prof. Dr. Jael Soares Batista – Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Prof. Dr. Jayme Augusto Peres – Universidade Estadual do Centro-Oeste
Prof. Dr. Júlio César Ribeiro – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Profª Drª Lina Raquel Santos Araújo – Universidade Estadual do Ceará
Prof. Dr. Pedro Manuel Villa – Universidade Federal de Viçosa
Profª Drª Raissa Rachel Salustriano da Silva Matos – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Ronilson Freitas de Souza – Universidade do Estado do Pará
Profª Drª Talita de Santos Matos – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Tiago da Silva Teófilo – Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Prof. Dr. Valdemar Antonio Paffaro Junior – Universidade Federal de Alfenas

Ciências Biológicas e da Saúde

Prof. Dr. André Ribeiro da Silva – Universidade de Brasília
Profª Drª Anelise Levay Murari – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Benedito Rodrigues da Silva Neto – Universidade Federal de Goiás
Profª Drª Daniela Reis Joaquim de Freitas – Universidade Federal do Piauí
Profª Drª Débora Luana Ribeiro Pessoa – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Douglas Siqueira de Almeida Chaves – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Edson da Silva – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
Profª Drª Elizabeth Cordeiro Fernandes – Faculdade Integrada Medicina
Profª Drª Eleuza Rodrigues Machado – Faculdade Anhanguera de Brasília
Profª Drª Elane Schwinden Prudêncio – Universidade Federal de Santa Catarina
Profª Drª Eysler Gonçalves Maia Brasil – Universidade da Integração Internacional da Lusofonia Afro-Brasileira
Prof. Dr. Ferlando Lima Santos – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Profª Drª Fernanda Miguel de Andrade – Universidade Federal de Pernambuco
Prof. Dr. Fernando Mendes – Instituto Politécnico de Coimbra – Escola Superior de Saúde de Coimbra
Profª Drª Gabriela Vieira do Amaral – Universidade de Vassouras
Prof. Dr. Gianfábio Pimentel Franco – Universidade Federal de Santa Maria
Prof. Dr. Helio Franklin Rodrigues de Almeida – Universidade Federal de Rondônia
Profª Drª Iara Lúcia Tescarollo – Universidade São Francisco
Prof. Dr. Igor Luiz Vieira de Lima Santos – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. Jefferson Thiago Souza – Universidade Estadual do Ceará
Prof. Dr. Jesus Rodrigues Lemos – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Jônatas de França Barros – Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. José Max Barbosa de Oliveira Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Prof. Dr. Luís Paulo Souza e Souza – Universidade Federal do Amazonas
Profª Drª Magnólia de Araújo Campos – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. Marcus Fernando da Silva Praxedes – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Profª Drª Maria Tatiane Gonçalves Sá – Universidade do Estado do Pará
Profª Drª Mylena Andréa Oliveira Torres – Universidade Ceuma
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federacl do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Paulo Inada – Universidade Estadual de Maringá
Prof. Dr. Rafael Henrique Silva – Hospital Universitário da Universidade Federal da Grande Dourados
Profª Drª Regiane Luz Carvalho – Centro Universitário das Faculdades Associadas de Ensino
Profª Drª Renata Mendes de Freitas – Universidade Federal de Juiz de Fora
Profª Drª Vanessa Lima Gonçalves – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande
Profª Drª Welma Emidio da Silva – Universidade Federal Rural de Pernambuco

Ciências Exatas e da Terra e Engenharias

Prof. Dr. Adélio Alcino Sampaio Castro Machado – Universidade do Porto
Profª Drª Ana Grasielle Dionísio Corrêa – Universidade Presbiteriana Mackenzie
Prof. Dr. Carlos Eduardo Sanches de Andrade – Universidade Federal de Goiás
Profª Drª Carmen Lúcia Voigt – Universidade Norte do Paraná
Prof. Dr. Cleiseano Emanuel da Silva Paniagua – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás
Prof. Dr. Douglas Gonçalves da Silva – Universidade Estadual do Sudoeste da Bahia
Prof. Dr. Eloi Rufato Junior – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Profª Drª Érica de Melo Azevedo – Instituto Federal do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará
Profª Dra. Jéssica Verger Nardeli – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho
Prof. Dr. Juliano Carlo Rufino de Freitas – Universidade Federal de Campina Grande

Profª Drª Luciana do Nascimento Mendes – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Marcelo Marques – Universidade Estadual de Maringá
Prof. Dr. Marco Aurélio Kistemann Junior – Universidade Federal de Juiz de Fora
Profª Drª Neiva Maria de Almeida – Universidade Federal da Paraíba
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Profª Drª Priscila Tessmer Scaglioni – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Sidney Gonçalves de Lima – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista

Linguística, Letras e Artes

Profª Drª Adriana Demite Stephani – Universidade Federal do Tocantins
Profª Drª Angeli Rose do Nascimento – Universidade Federal do Estado do Rio de Janeiro
Profª Drª Carolina Fernandes da Silva Mandaji – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Profª Drª Denise Rocha – Universidade Federal do Ceará
Profª Drª Edna Alencar da Silva Rivera – Instituto Federal de São Paulo
Profª Drª Fernanda Tonelli – Instituto Federal de São Paulo,
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 Keyla Christina Almeida Portela – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Paraná
Profª Drª Miraniide Oliveira Neves – Instituto de Educação, Ciência e Tecnologia do Pará
Profª Drª Sandra Regina Gardacho Pietrobon – Universidade Estadual do Centro-Oeste
Profª Drª Sheila Marta Carregosa Rocha – Universidade do Estado da Bahia

Conselho Técnico Científico

Prof. Me. Abrãao Carvalho Nogueira – Universidade Federal do Espírito Santo
Prof. Me. Adalberto Zorzo – Centro Estadual de Educação Tecnológica Paula Souza
Prof. Dr. Adaylson Wagner Sousa de Vasconcelos – Ordem dos Advogados do Brasil/Seccional Paraíba
Prof. Dr. Adilson Tadeu Basquerote Silva – Universidade para o Desenvolvimento do Alto Vale do Itajaí
Profª Ma. Adriana Regina Vettorazzi Schmitt – Instituto Federal de Santa Catarina
Prof. Dr. Alex Luis dos Santos – Universidade Federal de Minas Gerais
Prof. Me. Alexsandro Teixeira Ribeiro – Centro Universitário Internacional
Profª Ma. Aline Ferreira Antunes – Universidade Federal de Goiás
Profª Drª Amanda Vasconcelos Guimarães – Universidade Federal de Lavras
Prof. Me. André Flávio Gonçalves Silva – Universidade Federal do Maranhão
Profª Ma. Andréa Cristina Marques de Araújo – Universidade Fernando Pessoa
Profª Drª Andrezza Lopes – Instituto de Pesquisa e Desenvolvimento Acadêmico
Profª Drª Andrezza Miguel da Silva – Faculdade da Amazônia
Profª Ma. Anelisa Mota Gregoleti – Universidade Estadual de Maringá
Profª Ma. Anne Karynne da Silva Barbosa – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Antonio Hot Pereira de Faria – Polícia Militar de Minas Gerais
Prof. Me. Armando Dias Duarte – Universidade Federal de Pernambuco
Profª Ma. Bianca Camargo Martins – UniCesumar
Profª Ma. Carolina Shimomura Nanya – Universidade Federal de São Carlos
Prof. Me. Carlos Antônio dos Santos – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Me. Carlos Augusto Zilli – Instituto Federal de Santa Catarina
Prof. Me. Christopher Smith Bignardi Neves – Universidade Federal do Paraná
Profª Drª Cláudia de Araújo Marques – Faculdade de Música do Espírito Santo
Profª Drª Cláudia Taís Siqueira Cagliari – Centro Universitário Dinâmica das Cataratas
Prof. Me. Clécio Danilo Dias da Silva – Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Me. Daniel da Silva Miranda – Universidade Federal do Pará
Profª Ma. Daniela da Silva Rodrigues – Universidade de Brasília
Profª Ma. Daniela Remião de Macedo – Universidade de Lisboa

Profª Ma. Dayane de Melo Barros – Universidade Federal de Pernambuco
Prof. Me. Douglas Santos Mezacas – Universidade Estadual de Goiás
Prof. Me. Edevaldo de Castro Monteiro – Embrapa Agrobiologia
Prof. Me. Edson Ribeiro de Britto de Almeida Junior – Universidade Estadual de Maringá
Prof. Me. Eduardo Gomes de Oliveira – Faculdades Unificadas Doctum de Cataguases
Prof. Me. Eduardo Henrique Ferreira – Faculdade Pitágoras de Londrina
Prof. Dr. Edwaldo Costa – Marinha do Brasil
Prof. Me. Eliel Constantino da Silva – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita
Prof. Me. Ernane Rosa Martins – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás
Prof. Me. Euvaldo de Sousa Costa Junior – Prefeitura Municipal de São João do Piauí
Prof. Dr. Everaldo dos Santos Mendes – Instituto Edith Theresa Hedwing Stein
Prof. Me. Ezequiel Martins Ferreira – Universidade Federal de Goiás
Profª Ma. Fabiana Coelho Couto Rocha Corrêa – Centro Universitário Estácio Juiz de Fora
Prof. Me. Fabiano Eloy Atilio Batista – Universidade Federal de Viçosa
Prof. Me. Felipe da Costa Negrão – Universidade Federal do Amazonas
Prof. Me. Francisco Odécio Sales – Instituto Federal do Ceará
Prof. Me. Francisco Sérgio Lopes Vasconcelos Filho – Universidade Federal do Cariri
Profª Drª Germana Ponce de Leon Ramírez – Centro Universitário Adventista de São Paulo
Prof. Me. Gevair Campos – Instituto Mineiro de Agropecuária
Prof. Me. Givanildo de Oliveira Santos – Secretaria da Educação de Goiás
Prof. Dr. Guilherme Renato Gomes – Universidade Norte do Paraná
Prof. Me. Gustavo Krahl – Universidade do Oeste de Santa Catarina
Prof. Me. Helton Rangel Coutinho Junior – Tribunal de Justiça do Estado do Rio de Janeiro
Profª Ma. Isabelle Cerqueira Sousa – Universidade de Fortaleza
Profª Ma. Jaqueline Oliveira Rezende – Universidade Federal de Uberlândia
Prof. Me. Javier Antonio Albornoz – University of Miami and Miami Dade College
Prof. Me. Jhonatan da Silva Lima – Universidade Federal do Pará
Prof. Dr. José Carlos da Silva Mendes – Instituto de Psicologia Cognitiva, Desenvolvimento Humano e Social
Prof. Me. Jose Elyton Batista dos Santos – Universidade Federal de Sergipe
Prof. Me. José Luiz Leonardo de Araujo Pimenta – Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria Uruguay
Prof. Me. José Messias Ribeiro Júnior – Instituto Federal de Educação Tecnológica de Pernambuco
Profª Drª Juliana Santana de Curcio – Universidade Federal de Goiás
Profª Ma. Juliana Thaisa Rodrigues Pacheco – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Kamilly Souza do Vale – Núcleo de Pesquisas Fenomenológicas/UFGA
Prof. Dr. Kárpio Márcio de Siqueira – Universidade do Estado da Bahia
Profª Drª Karina de Araújo Dias – Prefeitura Municipal de Florianópolis
Prof. Dr. Lázaro Castro Silva Nascimento – Laboratório de Fenomenología & Subjetividade/UFPR
Prof. Me. Leonardo Tullio – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Ma. Lilian Coelho de Freitas – Instituto Federal do Pará
Profª Ma. Lilian de Souza – Faculdade de Tecnologia de Itu
Profª Ma. Liliani Aparecida Sereno Fontes de Medeiros – Consórcio CEDERJ
Profª Drª Lúvia do Carmo Silva – Universidade Federal de Goiás
Prof. Dr. Lucio Marques Vieira Souza – Secretaria de Estado da Educação, do Esporte e da Cultura de Sergipe
Prof. Dr. Luan Vinicius Bernardelli – Universidade Estadual do Paraná
Profª Ma. Luana Ferreira dos Santos – Universidade Estadual de Santa Cruz
Profª Ma. Luana Vieira Toledo – Universidade Federal de Viçosa
Prof. Me. Luis Henrique Almeida Castro – Universidade Federal da Grande Dourados
Prof. Me. Luiz Renato da Silva Rocha – Faculdade de Música do Espírito Santo
Profª Ma. Luma Sarai de Oliveira – Universidade Estadual de Campinas
Prof. Dr. Michel da Costa – Universidade Metropolitana de Santos

Prof. Me. Marcelo da Fonseca Ferreira da Silva – Governo do Estado do Espírito Santo
Prof. Dr. Marcelo Máximo Purificação – Fundação Integrada Municipal de Ensino Superior
Prof. Me. Marcos Aurelio Alves e Silva – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo
Profª Ma. Maria Elanny Damasceno Silva – Universidade Federal do Ceará
Profª Ma. Marileila Marques Toledo – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
Prof. Dr. Pedro Henrique Abreu Moura – Empresa de Pesquisa Agropecuária de Minas Gerais
Prof. Me. Pedro Panhoca da Silva – Universidade Presbiteriana Mackenzie
Profª Drª Poliana Arruda Fajardo – Universidade Federal de São Carlos
Prof. Me. Rafael Cunha Ferro – Universidade Anhembi Morumbi
Prof. Me. Ricardo Sérgio da Silva – Universidade Federal de Pernambuco
Prof. Me. Renan Monteiro do Nascimento – Universidade de Brasília
Prof. Me. Renato Faria da Gama – Instituto Gama – Medicina Personalizada e Integrativa
Profª Ma. Renata Luciane Polsaque Young Blood – UniSecal
Prof. Me. Robson Lucas Soares da Silva – Universidade Federal da Paraíba
Prof. Me. Sebastião André Barbosa Junior – Universidade Federal Rural de Pernambuco
Profª Ma. Silene Ribeiro Miranda Barbosa – Consultoria Brasileira de Ensino, Pesquisa e Extensão
Profª Ma. Solange Aparecida de Souza Monteiro – Instituto Federal de São Paulo
Profª Ma. Taiane Aparecida Ribeiro Nepomoceno – Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Prof. Me. Tallys Newton Fernandes de Matos – Faculdade Regional Jaguaribana
Profª Ma. Thatianny Jasmine Castro Martins de Carvalho – Universidade Federal do Piauí
Prof. Me. Tiago Silvio Dedoné – Colégio ECEL Positivo
Prof. Dr. Welleson Feitosa Gazel – Universidade Paulista

Engenharia civil: componentes sociais e ambientais e o crescimento autossustentado

Bibliotecária: Janaina Ramos
Diagramação: Camila Alves de Cremona
Correção: Giovanna Sandrini de Azevedo
Edição de Arte: Luiza Alves Batista
Revisão: Os Autores
Organizador: Helenton Carlos da Silva

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

E57 Engenharia civil: componentes sociais e ambientais e o crescimento autossustentado / Organizador Helenton Carlos da Silva. – Ponta Grossa - PR: Atena, 2021.

Formato: PDF
Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader
Modo de acesso: World Wide Web
Inclui bibliografia
ISBN 978-65-5983-177-7
DOI 10.22533/at.ed.777211406

1. Engenharia civil. I. Silva, Helenton Carlos da (Organizador). II. Título.

CDD 624

Elaborado por Bibliotecária Janaina Ramos – CRB-8/9166

Atena Editora
Ponta Grossa – Paraná – Brasil
Telefone: +55 (42) 3323-5493
www.atenaeditora.com.br
contato@atenaeditora.com.br

DECLARAÇÃO DOS AUTORES

Os autores desta obra: 1. Atestam não possuir qualquer interesse comercial que constitua um conflito de interesses em relação ao artigo científico publicado; 2. Declaram que participaram ativamente da construção dos respectivos manuscritos, preferencialmente na: a) Concepção do estudo, e/ou aquisição de dados, e/ou análise e interpretação de dados; b) Elaboração do artigo ou revisão com vistas a tornar o material intelectualmente relevante; c) Aprovação final do manuscrito para submissão.; 3. Certificam que os artigos científicos publicados estão completamente isentos de dados e/ou resultados fraudulentos; 4. Confirmam a citação e a referência correta de todos os dados e de interpretações de dados de outras pesquisas; 5. Reconhecem terem informado todas as fontes de financiamento recebidas para a consecução da pesquisa.

APRESENTAÇÃO

A obra *“Engenharia Civil: Componentes Sociais e Ambientais e o Crescimento Autossustentado”* aborda uma série de livros de publicação da Atena Editora e apresenta, em seus 16 capítulos, discussões de diversas abordagens acerca da importância dos componentes sociais e ambientais no crescimento autossustentado.

O setor da Construção Civil conta com variáveis que podem afetar o seu desempenho e qualidade. Com o objetivo de melhorar o controle sobre os processos produtivos e atender às normas e especificações técnicas, vários sistemas de gestão de qualidade e processo foram desenvolvidos por volta dos anos 80.

Vivemos um momento de mudanças econômicas e tecnológicas, onde cresce a preocupação com o meio ambiente, desta forma o mercado de tecnologias ambientais vem crescendo significativamente. Ao realizar uma construção sustentável há diversos benefícios, como a valorização do imóvel e a economia que ela poderá apresentar através dos anos.

Em contraponto, os acidentes de trabalho situam-se como a principal causa ocupacional de morte na construção civil, sendo considerada uma das indústrias mais perigosas em todo o mundo, liderando as taxas de acidentes de trabalho fatais e não fatais.

No Brasil, a construção civil é um dos segmentos que mais registram acidentes de trabalho, sendo o primeiro do país em incapacidade permanente, o segundo em mortes (perde apenas para o transporte terrestre) e o quinto em afastamentos com mais de 15 dias, onde destaca-se que as principais causas destes acidentes são impactos com objetos, quedas, choques elétricos e soterramento ou desmoronamento.

Destaca-se ainda que a história econômica do Brasil é marcada por um grande processo de ocupação e exploração dos seus recursos naturais, apoiado na expansão agrícola.

Sendo assim, os ambientes naturais sofrem imensuráveis impactos originados pelo avanço da sociedade moderna, e conseqüentemente com a evolução do ser humano ocorrem alterações no espaço.

Neste sentido, este livro é dedicado aos trabalhos que investigam a engenharia civil e a relação de seus componentes sociais e, principalmente, ambientais com o crescimento autossustentado. A importância dos estudos dessa vertente é notada no cerne da produção do conhecimento, tendo em vista a preocupação dos profissionais de áreas afins em contribuir para o desenvolvimento e disseminação do conhecimento.

Os organizadores da Atena Editora agradecem especialmente os autores dos diversos capítulos apresentados, parabenizam a dedicação e esforço de cada um, os quais viabilizaram a construção dessa obra no viés da temática apresentada.

Por fim, desejamos que esta obra, fruto do esforço de muitos, seja seminal para todos que vierem a utilizá-la.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1..... 1

ANÁLISE DAS TENSÕES DE CANTONEIRAS DE AÇO FORMADAS A FRIO

Brenda Vieira Costa Fontes

Luciano Mendes Bezerra

Valdeir Francisco de Paula

DOI 10.22533/at.ed.7772114061

CAPÍTULO 2..... 18

ANÁLISE DE ACIDENTES NA INDÚSTRIA CERÂMICA VERMELHA NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO NO PERÍODO DE 2012 A 2017

Eusinia Louzada Pereira

Vívian Silva dos Santos

Wladimir Poletti Jorge

DOI 10.22533/at.ed.7772114062

CAPÍTULO 3..... 27

ANÁLISE DE FISSURAS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Rodrigue Totolo Lungisansilu

Roberta Medici Felix

Luiz Carlos Mendes

DOI 10.22533/at.ed.7772114063

CAPÍTULO 4..... 39

ANÁLISE DO CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO CONFORME A NORMA 12655:2015 EM UM MUNICÍPIO DO INTERIOR DO RIO GRANDE DO SUL – ESTUDO DE CASO

Cristiane Carine dos Santos

Joice Dalla Nora

Marina Munaretto Copetti

Tássia Fanton

DOI 10.22533/at.ed.7772114064

CAPÍTULO 5..... 53

APLICAÇÃO DA GESTÃO DE RESTRIÇÕES COM USO DE TECNOLOGIA E MELHORIA CONTÍNUA EM UMA CONSTRUTORA

Izadora Zanella Scariot Costenaro

Maria Luiza Malkowski

Fernanda Fernandes Marchiori

Ramon Roberto Deschamps

DOI 10.22533/at.ed.7772114065

CAPÍTULO 6..... 62

CASA ECOLOGICAMENTE CORRETA SEUS BENEFÍCIOS E MALEFÍCIOS SE COMPARADO A CASA CONVENCIONAL

Kevin Kaue Garcez

DOI 10.22533/at.ed.7772114066

| | |
|--|------------|
| CAPÍTULO 7..... | 67 |
| COEFICIENTES DE IMPACTO DINÂMICOS EM PONTES RODOVIÁRIAS: UMA AVALIAÇÃO DA NORMA BRASILEIRA EM RELAÇÃO AOS CÓDIGOS INTERNACIONAIS | |
| Anselmo Leal Carneiro | |
| Túlio Nogueira Bittencourt | |
| DOI 10.22533/at.ed.7772114067 | |
| CAPÍTULO 8..... | 78 |
| DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO DE LAJES LISAS PROTENDIDAS SEM ADERÊNCIA UTILIZANDO CARREGAMENTO EQUIVALENTE | |
| Anselmo Leal Carneiro | |
| Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi | |
| DOI 10.22533/at.ed.7772114068 | |
| CAPÍTULO 9..... | 90 |
| ESTUDO DE DOSAGEM E AVALIAÇÃO DE CONCRETO CELULAR ESPUMOSO COM ADIÇÃO DE CAL E CINZAS DA BIOMASSA DE EUCALIPTO COM FINS ESTRUTURAIS | |
| Stênio Cavalier Cabral | |
| Flávio Alchaar Barbosa | |
| Eduardo Lourenço Pinto | |
| Sérgio Antônio Brum Junior | |
| Érica Cantão da Fonseca | |
| Ricardo Ramalho dos Santos | |
| Taynara Borges de Oliveira | |
| DOI 10.22533/at.ed.7772114069 | |
| CAPÍTULO 10..... | 103 |
| GESTÃO DE RISCOS DE ACIDENTES DE TRABALHO UTILIZANDO PRINCÍPIOS DE PSICODINÂMICA DO TRABALHO | |
| Renata Moreira de Sá e Silva | |
| Claudio Henrique de Almeida Feitosa Pereira | |
| DOI 10.22533/at.ed.77721140610 | |
| CAPÍTULO 11..... | 114 |
| INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE DOSAGEM E SUAS INTERAÇÕES SOBRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO | |
| Cristiane Carine dos Santos | |
| Denise Carpena Coitinho Dal Molin | |
| Geraldo Cechella Isaia | |
| João Ricardo Masuero | |
| André Lübeck | |
| DOI 10.22533/at.ed.77721140611 | |
| CAPÍTULO 12..... | 129 |
| PROGRAMAS DE PAGAMENTO POR SERVIÇOS AMBIENTAIS NO BRASIL E AS PERSPECTIVAS DOS PRODUTORES RURAIS | |
| Luiz Fernando de Moura Ferreira | |
| Ingrid Moreno Mamedes | |

Paulo Tarso Sanches de Oliveira
DOI 10.22533/at.ed.77721140612

CAPÍTULO 13..... 137

PROJECT DEFINITION RATING INDEX NA IDENTIFICAÇÃO DE RISCOS NA CONSTRUÇÃO

Luigi Carissimi Boff
Cristine do Nascimento Mutti

DOI 10.22533/at.ed.77721140613

CAPÍTULO 14..... 147

TOLERÂNCIA ALTIMÉTRICA PARA APLICAÇÃO EM ÁREAS SUSCETÍVEIS A INUNDAÇÃO

Frederico Mercer Guimarães Junior
Vivian da Silva Celestino Reginato

DOI 10.22533/at.ed.77721140614

CAPÍTULO 15..... 161

UMA ABORDAGEM INVESTIGATIVA PREDITIVA: AVALIAÇÃO DE IMPACTOS AMBIENTAIS NA CONSTRUÇÃO DE UM SHOPPING CENTER NO MUNICÍPIO DE ARAL MOREIRA-MS

Fernanda Adriéli Trenkel
Bruno Henrique Feitosa
Léia Mendes Guedes
Lucas Limeira Rodrigues

DOI 10.22533/at.ed.77721140615

CAPÍTULO 16..... 173

UTILIZAÇÃO DE RESÍDUO DE LAPIDÁRIO NA FABRICAÇÃO DE CONCRETO DECORATIVO

Celso Amaral Cordeiro
Stênio Cavalier Cabral
João Pedro Rabelo de Sousa Araújo
Sérgio Antônio Brum Junior

DOI 10.22533/at.ed.77721140616

SOBRE O ORGANIZADOR..... 184

ÍNDICE REMISSIVO..... 185

ANÁLISE DAS TENSÕES DE CANTONEIRAS DE AÇO FORMADAS A FRIO

Data de aceite: 01/06/2021

Brenda Vieira Costa Fontes

UnB
Brasília, DF, Brasil
0000-0002-2960-5359

Luciano Mendes Bezerra

UnB
Brasília, DF, Brasil

Valdeir Francisco de Paula

UnB
Brasília, DF, Brasil

RESUMO: Este trabalho é um estudo numérico das tensões de cantoneiras de aço formadas a frio, conectadas por parafusos e sob carga de tração, focando na análise das tensões ao redor dos furos, estudo pouco encontrado na literatura. Devido à conexão parafusada, a cantoneira geralmente não se deforma uniformemente, surgindo então um fenômeno conhecido como *shear lag*. Tal fenômeno pode reduzir substancialmente a capacidade resistente da cantoneira comprometendo a capacidade resistente da peça sob tração. Neste artigo, foram modeladas diversas cantoneiras com a ajuda do pacote comercial de análise por elementos finitos (EF) ABAQUS, considerando a não-linearidade geométrica e de material. Foram utilizados os resultados experimentais de Paula (2006) para validar o modelo em EF. Os resultados obtidos na análise numérica foram comparados com resultados de ensaios experimentais, chegando-

se a uma boa concordância entre os mesmos. Constatou-se a viabilidade da modelagem numérica da conexão parafusada como complementação das pesquisas experimentais envolvendo perfis de chapas finas, mostrando onde efetivamente se encontram os gradientes de tensão mais elevados, dando maior entendimento ao colapso pela seção líquida efetiva.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas Metálicas, Cantoneiras, Conexões Parafusadas, Coeficiente de redução da seção líquida.

ABSTRACT: This work is a numerical study of stresses in cold-formed tensile-loaded steel angles with bolt-connections. This research focuses in the tensions analysis around the holes. This type of study is rarely carried out among researchers. Due to bolted connection, the angle does not deform evenly, resulting in a phenomenon known as *shear lag*. This phenomenon may substantially reduce the resistant capacity of the angle under tension. In this research, several angles were modeled using the ABAQUS commercial finite element (FE) analysis package. The models considered geometric and material nonlinearities. The experimental results of Paula (2006) were used to validate the FE models. The results obtained in the numerical analysis were compared with the results of experimental tests, reaching a good agreement between them. Numerical modeling of bolted connection was found to complement the experimental research of cold-formed members, showing where the highest stress gradients are actually located explaining the net section collapse.

KEYWORDS: Steel Structures, Steel Angles, Bolted Connections, net section reduction coefficient.

1 | INTRODUÇÃO

Com o início da utilização das estruturas metálicas na construção civil no século XVIII até os dias atuais, o aço possibilitou aos engenheiros e arquitetos de todo o mundo construções mais eficientes, arrojadas, ousadas e com alta qualidade.

Hancock [1] concluiu em sua pesquisa de revisão que desenvolvimentos significativos continuam a ocorrer no projeto de membros e conexões estruturais de aço formados a frio. Isto é de se esperar, uma vez que o crescimento no uso de aço moldado a frio superou significativamente os componentes estruturais de aço laminado a quente, particularmente com o aumento do uso do aço formados a frio em construções residenciais em todo o mundo.

Os perfis de aço formados a frio começam como chapas planas de diversas espessuras, frequentemente com espessuras de até 6,35 mm, segundo Yu [2], estas chapas são enroladas e prensadas até que ganhem o tamanho e forma desejados.

Atualmente, no Brasil, está em grande uso as construções leves estruturadas em aço, também chamados de *light steel frames* (ou pórticos leves de aço), onde se pode utilizar os perfis de aço formados a frio. Dentre os tipos de conexões, a parafusada apresenta algumas vantagens sobre a soldada, como, por exemplo, a praticidade de execução, permite montagem e desmontagem da estrutura in loco, não necessita de fonte energética específica, podendo assim ser usada em qualquer lugar, e é mais resistente sob carregamento alternado. Sendo assim, a conexão é um fator de extrema importância para o bom funcionamento e segurança das estruturas, pois conecta vigas, pilares e contraventamentos.

Um dos perfis mais utilizados para realizar a conexão de peças em aço é o perfil L, também conhecidos como cantoneira, formado a frio, que apresentam extrema importância na estabilidade das estruturas. As cantoneiras são perfis compostos por duas abas simétricas ou não, formando um ângulo de 90 graus, e o efeito *shear lag* é um dos fenômenos que mais influencia na resistência da conexão em perfis formados a frio por ligações parafusadas e sob tração. Tal fenômeno ocorre quando o perfil não é conectado através de todas as suas abas, ocasionando a redução na resistência à tração da peça pela ruptura da seção líquida [3]. Segundo Salmon e Johnson [4], o fenômeno *shear lag* é uma condição de distribuição de tensões não-uniforme na vizinhança da ligação. A importância do estudo de tensões em conexões metálicas está também associada à importância das mesmas no colapso de estruturas metálicas e estruturas mistas. Mais de 90% dos colapsos em estruturas metálicas ocorrem em conexões [4]. Portanto, o entendimento do campo e dos gradientes de tensões nas conexões é essencial para a segurança das construções. Nota-

se ainda que a linha de pesquisa de conexões de aço no programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC) da Universidade de Brasília (UnB) foi recentemente premiada no Congresso IBRACON de 2018, em Foz do Iguaçu, com a melhor tese [5, 6] nesta área em 2018 voltada para conexões em estruturas mistas de aço-concreto. Portanto esta pesquisa vem a colaborar ainda mais com o entendimento dos mecanismos de ruptura e resistência das conexões em aço no PECC/UnB.

2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Pesquisas experimentais e/ou numéricas são a seguir apresentadas relativas a alguns trabalhos de pesquisadores que consideraram o problema da quantificação da perda de eficiência da seção de uma cantoneira com conexão parafusada em razão do efeito do fenômeno *shear lag*, seja ela em perfil laminado ou formado a frio.

Paula [3] fez um estudo experimental e numérico de cantoneiras de aço formadas a frio, conectadas por parafusos e sob carga de tração, focando no efeito do fenômeno *shear lag*. A partir de uma análise estatística sobre os dados experimentais, propôs uma nova equação que quantifica a redução da eficiência da seção transversal das cantoneiras. O estudo numérico foi realizado por meio do programa ANSYS, e seus resultados foram satisfatórios. A Figura 1 ilustra um dos casos estudados por Paula [3], especificamente a cantoneira C141, um perfil 100x100, em aço COR 420, com espessura de 2,25mm e 4 seções de parafusos em uma linha. Nas análises realizadas pelo autor, concluiu-se que a equação prescrita pela norma brasileira destinada ao dimensionamento de perfis formados a frio, a NBR 14.762-2001 [7], baseada na norma norte-americana AISI-2001 [8] resulta, em um grande número de situações com valores de cargas de ruptura da seção líquida de cantoneiras superiores àqueles efetivamente encontrados nos ensaios realizados. Na citada norma, os modos de falha de esmagamento e de ruptura da seção líquida indicados para cantoneiras, não foram comprovados na maioria dos ensaios, devido, principalmente, à estimativa inadequada da carga de ruptura da seção líquida, tanto para mais como para menos. Portanto, há esta imprecisão a ser estudada na NBR 14.762-2001 [7].

Fasoulakis, Raftoyiannis e Avraam [9] realizaram análises experimental e numérica em cantoneiras de aço formadas a frio conectadas por parafusos e sob tração ou compressão. A análise numérica foi feita pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando o software ABAQUS/CAE [10]. Os citados autores utilizaram um modelo simplificado multilinear com base nos resultados dos experimentos para os parâmetros do material e não consideraram o efeito perfil (ou seja; tensão / tensão residual) oriunda do processo da formação a frio do perfil analisado. Os citados autores adotaram como condições de contorno nós fixos para as bordas externas das placas finais, perpendiculares ao eixo longitudinal da viga. Além disso, 14 interações de contato são consideradas usando elementos de contatos superfície-superfície entre as peças: parafuso-porca-arruela-cantoneira-placa. Os elementos sólidos

C3D8R foram selecionados para a simulação das placas finas, porcas, parafusos e arruelas, enquanto os elementos C3D8I foram os preferidos para os elementos angulares.

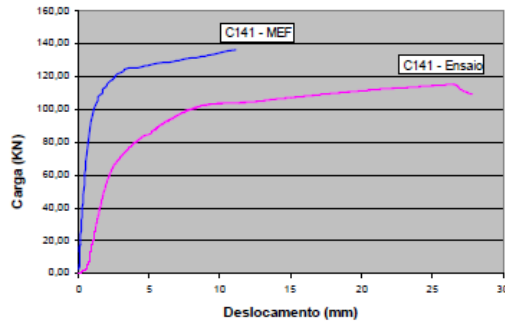


Figura 1 - Curva carga-deslocamento do ensaio e do modelo numérico da cantoneira C141 [3].

A Figura 2 mostra a configuração do ensaio experimental utilizado, paralelamente e de forma complementar, um modelo de elementos finitos. Na figura é possível observar a geometria da malha, e a comparação dos resultados obtidos comparando os dados experimentais e numéricos dos modelos C29, C30, C31 e ABAQUS, provando uma boa aproximação entre os resultados.

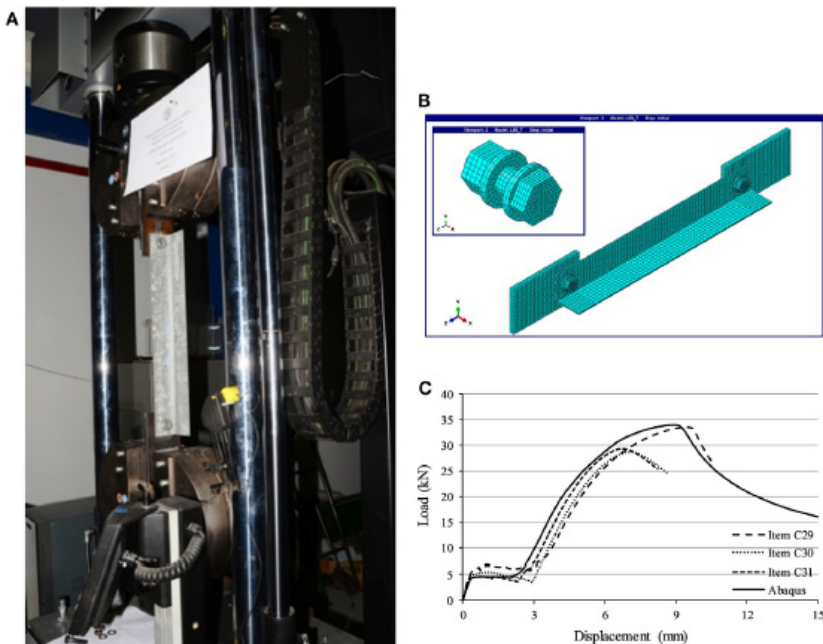


Figura 2 - Visão geral de (A) a configuração do ensaio de tração, (B) modelo do ABAQUS FEM, e (C) comparação de curvas de flambagem experimentais e numéricas para a seção transversal L45 [7].

Makeesh e Arivalagan [11] realizaram um estudo numérico pelo método dos elementos finitos utilizando o software ANSYS para simular o comportamento de cantoneiras de aço formadas a frio e sob tração com uma ou duas abas de 2mm de espessura, comparando com resultados experimentais e com normas internacionais. Eles concluíram que as cargas últimas das cantoneiras são entre 10% e 12% menores que todas as prescrições das normas internacionais NAS [12], AISI [8], AS/NZS [13] e BS [14]. Os autores concluíram também que as tensões obtidas na análise de elementos finitos indicam que ocorrem tensões máximas nos orifícios dos parafusos mais internos a partir dos quais as falhas experimentais foram iniciadas.

3 | MODELAGEM NUMÉRICA

Dois cantoneiras de mesmas dimensões, espessura e material foram escolhidas para serem modeladas numericamente. Os modelos experimentais ensaiados por Paula [3] foram utilizados nesse estudo para a calibração e validação do modelo numérico e se partir para diferentes análises. O experimento modelado foi a simulação de um ensaio de tração em cantoneiras de aço formadas a frio e parafusadas em chapas de fixação, sendo a carga aplicada na extremidade superior da chapa de fixação e a chapa na extremidade inferior foi presa por garras da máquina de ensaio a tração.

Neste trabalho, para o desenvolvimento do modelo numérico de tração em cantoneiras parafusadas, foi utilizado o software ABAQUS/CAE. O modelo é composto por uma cantoneira, duas chapas de fixação e a parafusos, onde a quantidade de parafusos varia de acordo com o perfil utilizado.

Os parafusos e as chapas de fixação foram modelados utilizando o elemento C3D8R. Devido à grande concentração de tensões nos furos da cantoneira, a cantoneira foi modelada com o elemento SC6R (elemento plano de casca contínua de prisma triangular de 6 nós e integração reduzida) contido na biblioteca ABAQUS [10] como *continuum shell*, sendo necessário apenas a redução do tamanho dos elementos mais próximo aos furos. A malha dos elementos no modelo é mostrada na Figura 3.

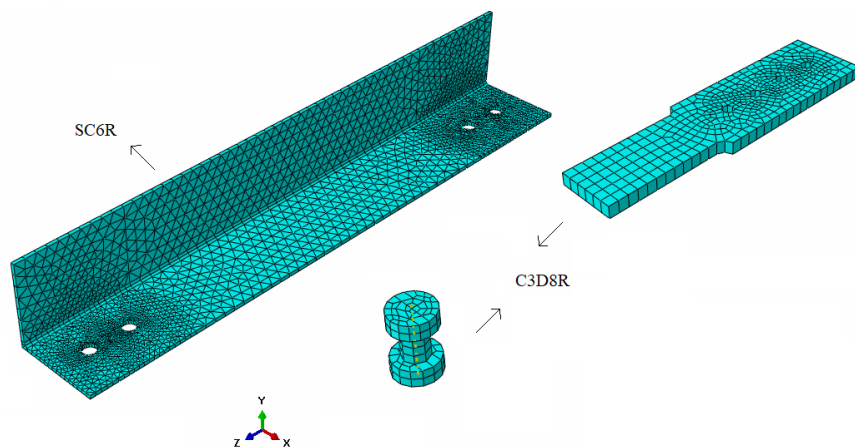


Figura 3 - Malhas e tipos de elementos finitos.

As cantoneiras foram modeladas em aço COR 420, as chapas de fixação em aço SAE 1040 e os parafusos em aço ASTM A325. A modelagem dos aços neste trabalho se concretizará com a utilização de um modelo constitutivo elástico-plástico, com escoamento isotrópico. Este modelo está disponível na biblioteca de materiais do ABAQUS [10], com a denominação PLASTIC. No modelo constitutivo elástico-plástico a resposta obtida é independente da taxa de deformação. Devido ao comportamento uniaxial implementado no modelo, consistiu na relação tensão-deformação bi-linear para todos os componentes modelados.

Na modelagem, houve interação de contato com a formulação *small sliding*, (pequeno deslizamento) com o método de discretização *surface-to-surface* (face a face), com a propriedade normal *hard* (dura). O contato foi introduzido entre a chapa de fixação e a cantoneira na extremidade da aplicação da carga, e entre o lado esquerdo da parte inferior da cabeça dos parafusos e a parte superior da cantoneira.

Houve restrição *tie* (amarração) entre as chapas de fixação e o fuste de todos os parafusos e entre o fuste dos parafusos e a cantoneira. Esta providência unifica os deslocamentos dos nós das superfícies envolvidas, desta maneira, o deslizamento entre as superfícies é eliminado, reduzindo muito a deformação da peça.

Para simular a execução do ensaio de tração nas cantoneiras, as chapas de fixação foram restringidas para deslocamentos, podendo apenas transladar na direção Z (longitudinal da peça sob tração) de aplicação da carga. A chapa de fixação travada no aparelho do experimento também foi simulada restringindo qualquer tipo de movimento nessa extremidade.

A aplicação do carregamento foi modelada como uma carga concentrada aplicada na seção transversal da chapa de fixação da extremidade livre tracionando a cantoneira.

Neste estudo, foi aplicado o método de análise estática implícita. Esse método

foi escolhido por ser uma modelagem simplificada do ensaio experimental, de modo que poucas variáveis fossem aplicadas e se tornar uma fácil utilização. A carga aplicada na simulação foi feita por meio do método de Riks, o qual usa a magnitude da carga como um adicional desconhecido; resolve simultaneamente para cargas e deslocamentos – para detalhes ver [10].

4 I RESULTADOS DA ANÁLISE NUMÉRICA

Foram modeladas numericamente duas cantoneiras de aço formado a frio, sendo todas de dimensões 80x80 (mm) e espessura de 3,35mm, variando apenas a quantidade de linha de parafusos e de seções de parafusos por linha, sendo a cantoneira B231 com 3 seções de parafusos em uma linha e a cantoneira B232 com 3 seções de parafusos em duas linhas. Estes dois perfis (B231, B232) foram escolhidos por serem peças comumente encontradas na prática e com isso se poder fazer uma análise da influência da variação das tensões quando acrescentada uma segunda linha de parafusos.

A validação (ou sincronização, ajuste) do modelo em elementos finitos desenvolvido foi realizada com os ensaios de tração de Paula [3].

As curvas carga-deslocamento obtidas pelos ensaios experimentais foram comparadas com as curvas numéricas obtidas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), como visto nas Figura 4 e 5.

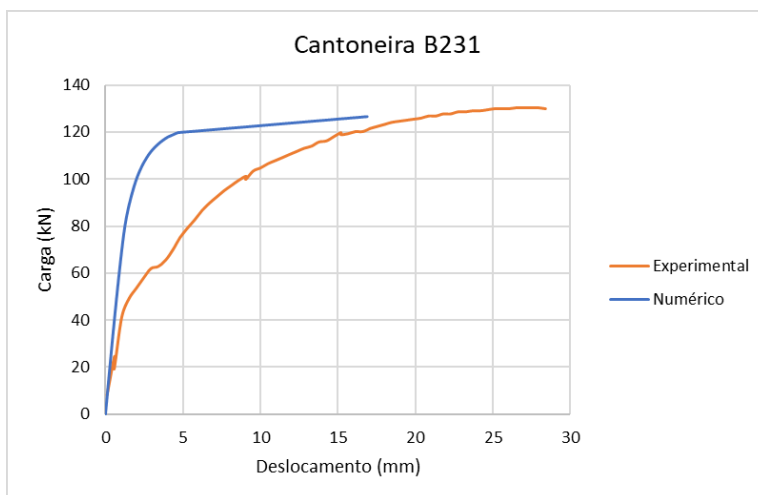


Figura 4 - Curva carga-deslocamento da cantoneira B231 modelada.

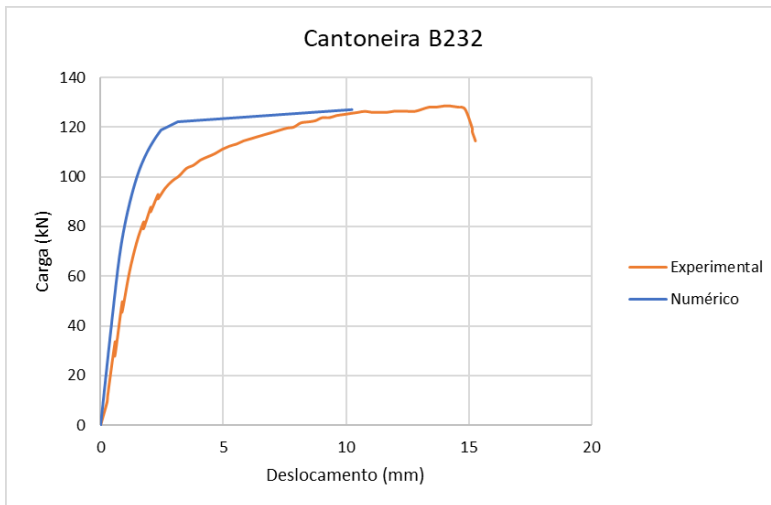


Figura 5 - Curva carga-deslocamento da cantoneira B232 modelada.

A diferença de deslocamento é justificada pela quantidade de restrições *tie* no modelo, esse tipo de restrição impede qualquer tipo de deslocamento, aumentando muito a rigidez do modelo, o que não acontece no ensaio real. Também, existe acomodação inicial dos perfis aos parafusos durante os ensaios e sensibilidade do transdutor de deslocamento a outras deformações além da deformação estritamente longitudinal (ao longo do eixo Y) e acomodação dos furos.

De qualquer maneira, é de se esperar que o modelo numérico pelo método dos elementos finitos leve a menores deslocamentos, uma vez que os deslocamentos dos ensaios incorporam os deslocamentos ocorridos após a ruptura da seção líquida (abertura da seção por onde passa o parafuso). O ajuste entre as curvas experimentais e numéricas é satisfatório para a análise das tensões e carga última na cantoneira, comprovando a eficiência do modelo de elementos finitos proposto neste estudo.

A Tabela 1 apresenta as cargas últimas das cantoneiras obtidas pelos ensaios de tração experimentais (P_{exp}) e pela análise de elementos finitos (P_{MEF}). Esses resultados evidenciam a eficácia do modelo de elementos finitos proposto em simular a capacidade resistente das cantoneiras, diminuindo sua precisão com o aumento do número de parafusos.

| Cantoneira | P_{exp} (kN) | P_{MEF} (kN) | P_{exp}/P_{MEF} |
|-----------------------------|----------------|----------------|-------------------|
| B231 | 130,39 | 126,59 | 1,03 |
| B232 | 128,49 | 127,05 | 1,01 |
| Média | | | 1,02 |
| Coeficiente de Variação (%) | | | 1,29 |

Tabela 1 - Comparação entre as cargas últimas das cantoneiras obtidas pelos ensaios experimentais e modelo numérico proposto.

A Tabela 2 apresenta as deformações das cantoneiras obtidas pelos ensaios de tração experimentais (D_{exp}) e pela análise de elementos finitos (D_{MEF}). Esses resultados mostram que o modelo numérico é mais rígido que os ensaios experimentais, como justificado acima, aumentando a diferença de deformações com o aumento do número de parafusos.

| Cantoneira | D_{exp} (mm) | D_{MEF} (mm) | D_{exp}/D_{MEF} |
|-----------------------------|----------------|----------------|-------------------|
| B231 | 31,70 | 16,89 | 1,88 |
| B232 | 15,27 | 10,24 | 1,49 |
| Média | | | 1,68 |
| Coeficiente de Variação (%) | | | 16,21 |

Tabela 2 - Comparação entre as deformações das cantoneiras obtidas pelos ensaios

Com observações experimentais dos ensaios de tração, Paula [3] constatou que o modo de ruptura das cantoneiras de aço formado a frio parafusadas e submetidas a tração consiste em ruptura da seção líquida, equivalente aos modos de falha ocorrido nas simulações numéricas.

As Figura 6 e Figura 7 mostram a distribuição das tensões de Von Mises, nas cantoneiras modeladas no momento do início da carga de ruptura nos bordos dos furos. Os furos centrais são sempre os primeiros a sofrerem o efeito da tração aplicada e são os que mais deformam, observando o início da ruptura por seção líquida devido aos altos valores de tensão concentrados nesse bordo. Confirmando a equivalência entre os modos de ruptura visualizados nos resultados das simulações numéricas e a constatação observada por Paula [3]. Uma das vantagens da análise numérica por EF de experimentos é calibrar o comportamento das espécies testadas em laboratório, tendo segurança nos resultados de outras configurações que não foram sequer testadas.

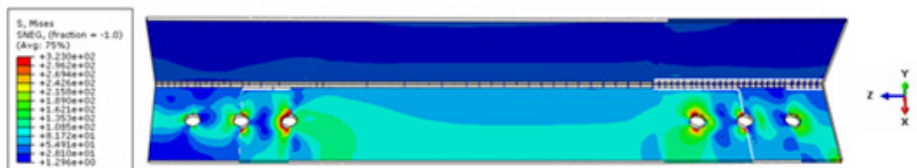


Figura 6 - Distribuição das tensões de Von Mises (em MPa) no momento do início da ruptura da seção líquida da cantoneira B231.

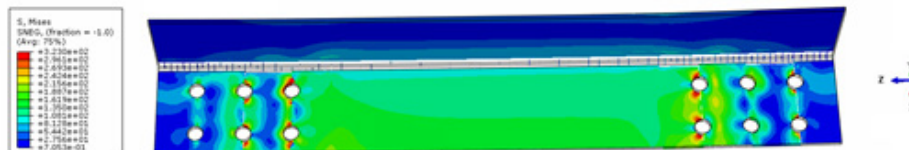


Figura 7 - Distribuição das tensões de Von Mises (em MPa) no momento do início da ruptura da seção líquida da cantoneira B232.

Comparando as Figura 8 e Figura 9, evidencia-se a conformidade entre os modos de ruptura nos ensaios experimentais e nas simulações numéricas com o modelo proposto. Observa-se a semelhança na deformação das cantoneiras para resultados numéricos e experimentais. Estes resultados demonstram a capacidade do modelo em elementos finitos proposto de simular numericamente o comportamento das cantoneiras de aço formado a frio conectadas por parafusos e submetidas a tração, comprovando o mesmo tipo de ruptura por seção líquida pela perda de capacidade decorrente do efeito *shear lag*.



Figura 8 - Deformação numérica (a) e experimental (b) da cantoneira B231 no momento de carga última.

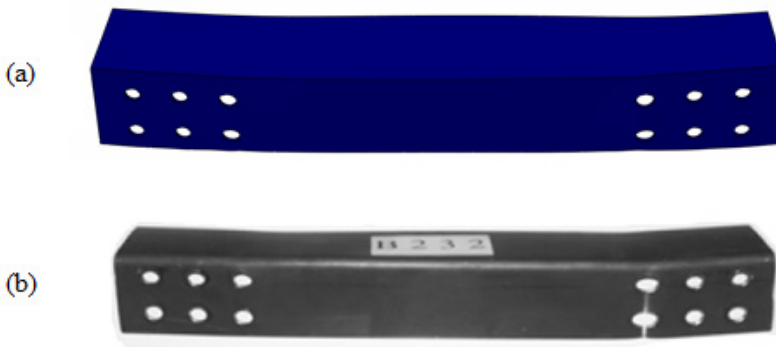


Figura 9 - Deformação numérica (a) e experimental (b) da cantoneira B232 no momento de carga última.

Para a cantoneira B231 modelada numericamente, analisando-se a tensão longitudinal (S12 –Figura-10) no momento da deformação elástica, com carga aplicada de 20kN, temos a distribuição de tensões ao longo da cantoneira (Figura 10).

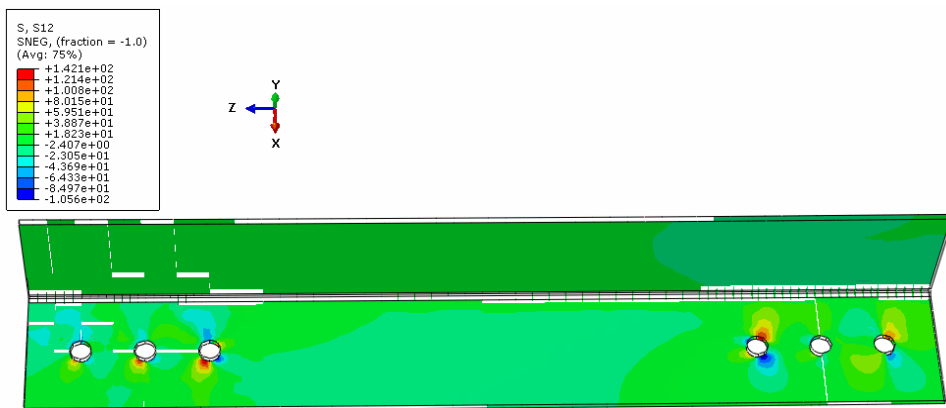


Figura 10 - Tensão longitudinal com 20kN aplicados na cantoneira B231.

De acordo com cada corte (ver linhas interceptando os parafusos nas figuras), foram elaborados os gráficos da distribuição das tensões em cortes verticais (Figuras 11, 12 e 13) e corte horizontal (Figura 14) passando pelos furos.

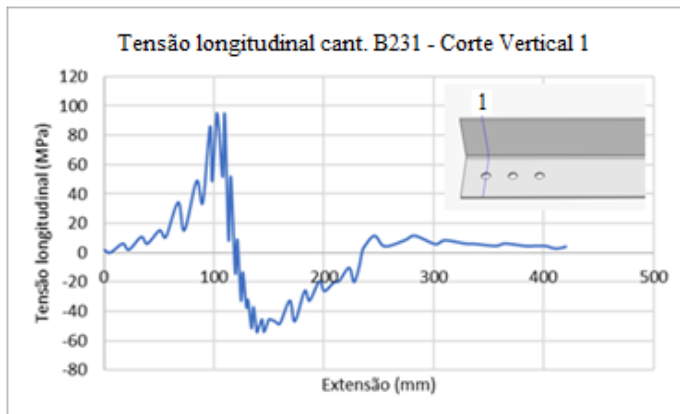


Figura 11 - Tensões no corte vertical 1 na cantoneira B231.

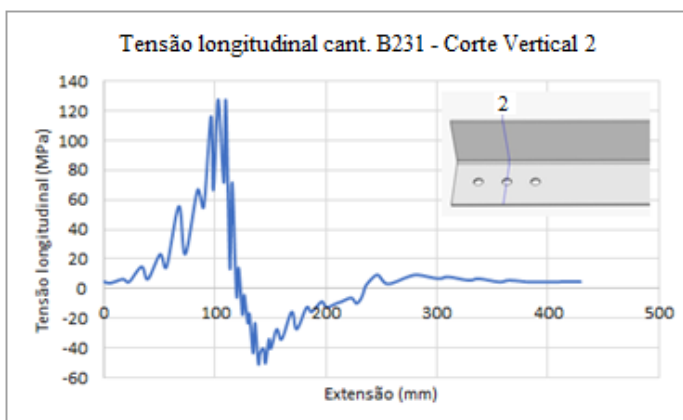


Figura 12 - Tensões no corte vertical 2 na cantoneira B231.

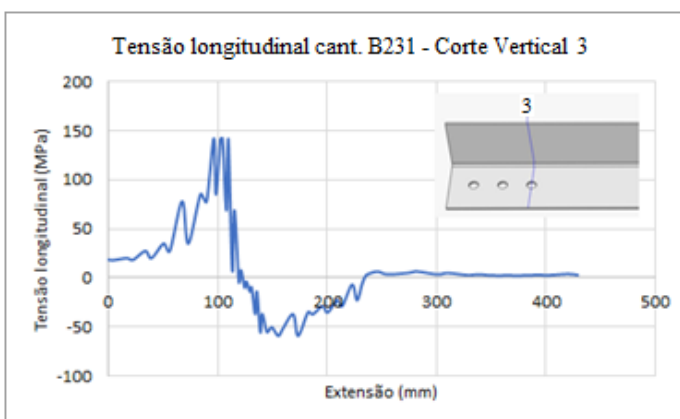


Figura 13 - Tensões no corte vertical 3 na cantoneira B231.

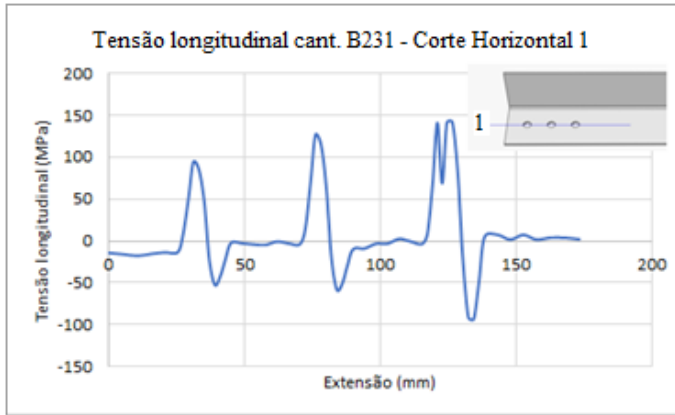


Figura 14 - Tensões no corte horizontal 1 na cantoneira B231.

Comparando o corte vertical 1, com o corte vertical 2 e com o corte vertical 3 (cada um passando por um furo), notamos que a tensão é maior no furo mais interno, 94MPa, 126MPa, 141MPa, respectivamente, uma diferença de 34% a mais do primeiro furo em relação ao segundo furo e de 11% do segundo em relação ao terceiro furo.

Observa-se no corte horizontal 1 que as tensões aumentam no furo mais interno, sendo, respectivamente, 94MPa, 126 MPa e 142MPa, bem semelhante às tensões encontradas nos cortes verticais.

Para a cantoneira B232 modelada numericamente, analisando a tensão longitudinal (S12) no momento de deformação elástica, com carga aplicada de 20kN, temos a distribuição de tensões ao longo da cantoneira (Figura 15).

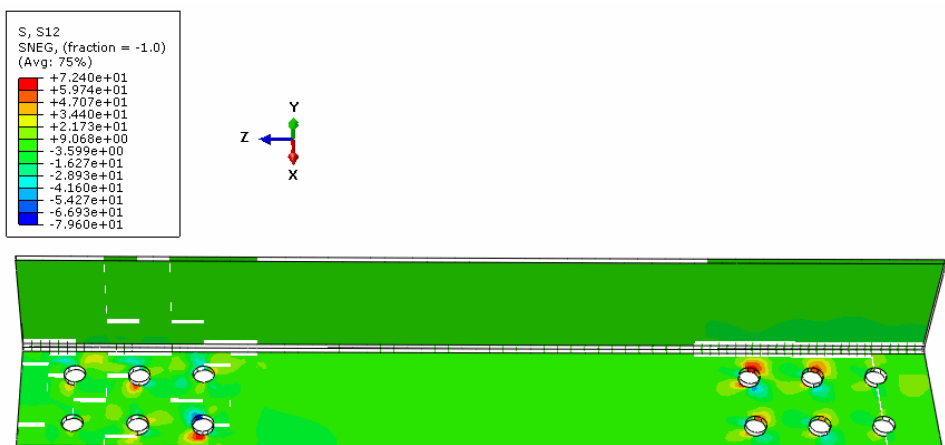


Figura 15 - Tensão longitudinal com 20kN aplicados na cantoneira B232.

De acordo com cada corte, foram elaborados os gráficos das tensões em cortes verticais (Figuras 16, 17 e 18) e cortes horizontais (Figura 19 e 20) passando pelos furos.

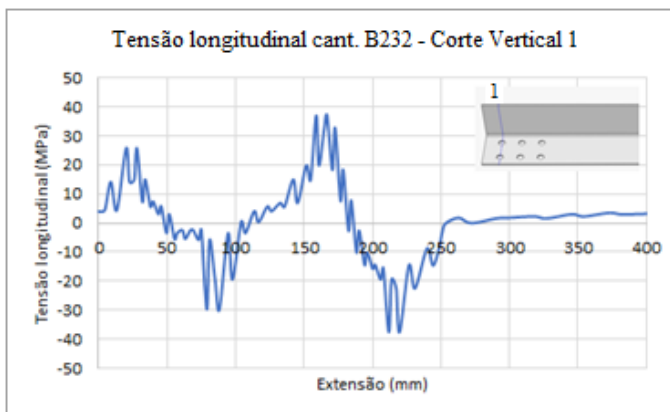


Figura 16 - Tensões no corte vertical 1 na cantoneira B232.

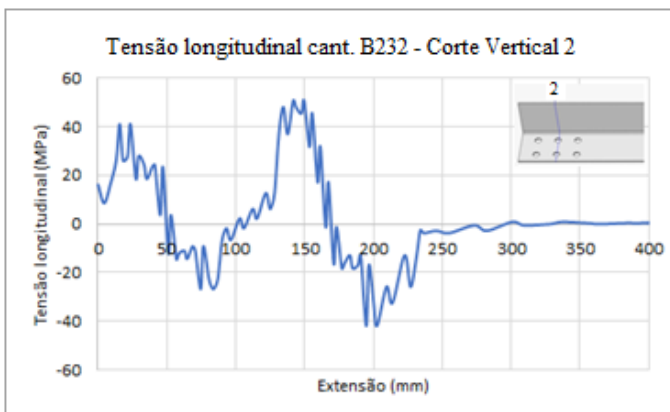


Figura 17 - Tensões no corte vertical 2 na cantoneira B232.

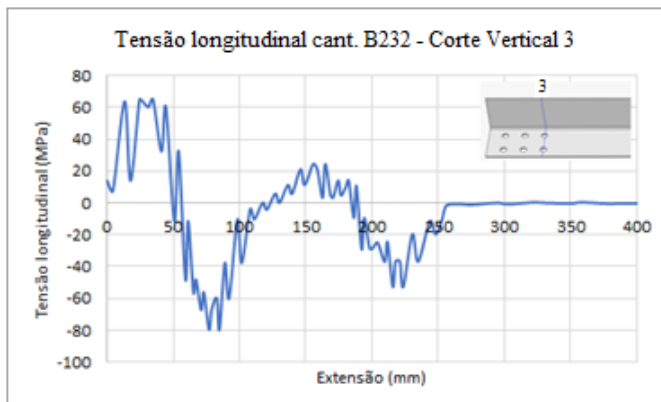


Figura 18 - Tensões no corte vertical 3 na cantoneira B232.

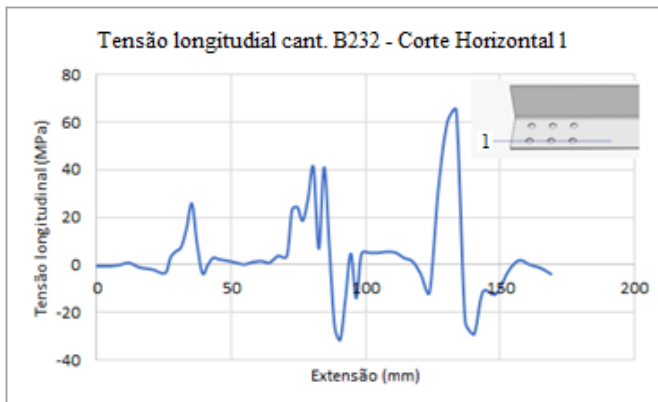


Figura 19 - Tensões no corte horizontal 1 na cantoneira B232.

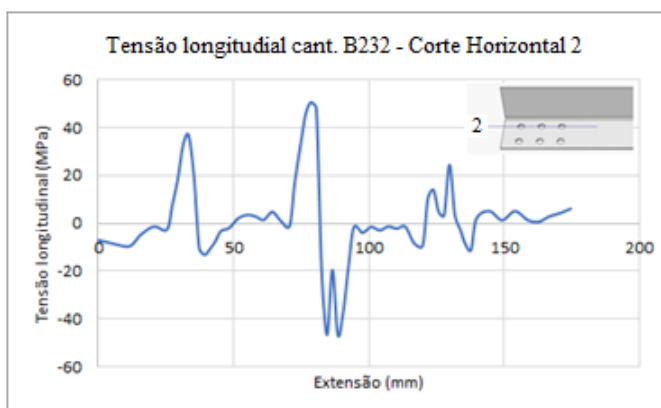


Figura 20 - Tensões no corte horizontal 2 na cantoneira B232.

Comparando o corte vertical 1, com o corte vertical 2 e com o corte vertical 3 (cada um passando por dois furos), os resultados mostram que no corte 1 as tensões são 37MPa e 26MPa para os furos 1a e 1b, respectivamente. Já no corte 2, as tensões são 50MPa e 41MPa para os furos 2a e 2b, respectivamente. No corte 3, as tensões são 25MPa e 65MPa para os furos 3a e 3b, respectivamente, com tensão maior no furo mais interno da cantoneira e mais próximo da borda da cantoneira.

Podemos perceber no corte horizontal 1 que as tensões aumentam no furo mais interno, sendo, respectivamente, 26 MPa, 41 MPa e 65 MPa, e no corte horizontal 2 as tensões são 37 MPa, 48 MPa e 25 MPa, apresentando uma diferença quando comparados aos outros casos no furo mais interno e próximo da borda.

5 | CONCLUSÃO

A boa concordância entre as curvas numéricas e experimentais no que diz respeito

à carga aplicada vs. deslocamento mostram que a metodologia empregada neste estudo é capaz de simular o comportamento de cantoneiras parafusadas submetidas sob tração. Apesar das condições altamente não lineares da estrutura, a análise implícita do ABAQUS/Standard foi suficiente para gerar um modelo simplificado das cantoneiras e obter resultados satisfatórios. Ao longo deste estudo, foi possível obter as seguintes conclusões: os perfis ensaiados são bem representadas pelos modelos numéricos, incorporando análises de grandes deformações e grandes deslocamentos, simulando adequadamente as tensões surgidas nas abas e nos furos das cantoneiras, que são valores compatíveis com o comportamento macro Carga vs. Deslocamento das cantoneiras analisadas. No caso com uma linha de parafusos, o orifício mais interno da cantoneira foi o primeiro a atingir a resistência última da peça. Já no caso com duas linhas de parafusos, o orifício mais interno da cantoneira e o mais próximo da borda livre foi o primeiro a atingir a resistência última da peça. Nota-se ainda que o furo que apresenta maior tensão longitudinal é sempre o mais interno da cantoneira e mais próximo da borda., isso ocorre, pois, a linha de furos mais próxima da extremidade livre apresenta menor rigidez e maior deformabilidade, absorvendo assim a maior tensão. Na deformação elástica, o aumento do número de parafusos aumenta a distribuição das tensões em cada furo, reduzindo a tensão máxima. Com o aumento da segunda linha de furos, a tensão máxima nos orifícios da cantoneira, como esperado, se reduz em 50%. Tanto no caso com três furos e com seis furos a análise de tensão mostrou as regiões da conexão mais sujeitas ao aumento ou gradiente de tensão, explicando em parte o colapso por seção líquida que se verifica em perfis formados a frio.

REFERÊNCIAS

- [1] HANCOCK, G. J. **Cold-formed steel structures**. Journal of Constructional Steel Research, 473-487, University of Sydney, Australia, 2003.
- [2] YU, W. W. **Cold-formed Steel Design**, In New York, John Wiley e Sons, 3rd Ed, 2000.
- [3] PAULA, V. F. de. **Análise Experimental e Numérica de Cantoneiras de Aço Formadas a Frio, sob Tração e Conectadas por Parafusos**. Publicação n.º E.TD 005A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 167p, 2006.
- [4] SALMON, C. G., JOHNSON, J. E. **Steel Structures, Design and Behavior**. Five Edition. New York, Harper Collins College Publishers, 2009.
- [5] BARBOSA, Wallison Carlos de Sousa. **Estudo de conectores de cisalhamento em barras de aço para vigas mistas de aço e concreto**. 2016. xxxi, 511 f., il. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2016.
- [6] Prêmio de Teses e Dissertações. In: **Revista Concreto & Construções**. n. 92. São Paulo, p. 39, 2018.

- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT (2001). NBR 14.762 – **Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio –Procedimento**. Rio de Janeiro. 2001.
- [8] AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE – AISI. **North American specification for the design of cold-formed steel structural members**. Washington DC, 2001.
- [9] FASOULAKIS, Z. C.; RAFTOYIANNIS, I. G. E AVRAAM, T. P. **Experimental and numerical study on single-bolted cold-formed angles under tension and compression**. Frontiers in Built Environment, Vol. 3(75), National Technical University of Athens, Greece, 2017.
- [10] ABAQUS, User's Manual, Version 6.14-4, **Dessault Systèmes Simulia Corp**, Providence, RI, USA, 2014.
- [11] MAKESH, A. P. E ARIVALAGAN, S. **Experimental and analytical study on behaviour of cold formed steel using angle section under tension members**. International Journal of Engineering Technologies and Management Research, 5(1), 20-28. India, 2018.
- [12] NAS (2001). **Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members**, North American Specification, Washington, D.C.Google Scholar, 2001.
- [13] AS/NZS: 4600 (2005), '**Cold-formed Steel Structures**', Australia / New Zealand Standard, 2005.
- [14] BS: 5950-Part 5 (1998), '**Structural Use of Steelwork in Building-Code of practice for design of cold-formed thin gauge sections**', British Standards Institution, 1998.

CAPÍTULO 2

ANÁLISE DE ACIDENTES NA INDÚSTRIA CERÂMICA VERMELHA NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO NO PERÍODO DE 2012 A 2017

Data de aceite: 01/06/2021

Data de submissão: 01/03/2021

Eusinia Louzada Pereira

Universidade Salgado de Oliveira. Pós-graduação em Engenharia de Segurança do Trabalho
Juiz de Fora – MG
<http://lattes.cnpq.br/2457265080909720>

Vívian Silva dos Santos

Universidade Salgado de Oliveira. Pós-graduação em Engenharia de Segurança do Trabalho
Juiz de Fora - MG

Wladimir Poletti Jorge

Auditor Fiscal do Trabalho no Ministério da Economia - GRTb de Juiz de Fora
Juiz de Fora - MG
<http://lattes.cnpq.br/4529275238854789>

RESUMO: A indústria da cerâmica vermelha é um segmento formado por 6.903 empresas, em sua maioria de pequeno porte, pulverizadas por todo o país, localizadas próximas aos mercados consumidores em suas regiões. A maioria dessas indústrias caracteriza-se por possuir mão-de-obra com baixo nível de instrução, além de instalações e equipamentos quase sempre deficientes e ultrapassados o que eleva o risco de acidentes de trabalho. Dessa forma, o presente trabalho traz uma análise dos dados extraídos dos Anuários Estatísticos de Acidentes de Trabalho (AEAT) 2014 e 2017 referentes aos

principais acidentes ocorridos nas indústrias cerâmicas do estado do Rio de Janeiro nos últimos seis anos (2012 a 2014 e 2015 a 2017) e compara os indicadores de acidentes no Brasil e no estado do Rio de Janeiro. Os dados inferem que em ambos os períodos analisados 2012 a 2014 e 2015 a 2017, a maioria dos acidentes de trabalho são do tipo Típicos. Além disso, quase todos os indicadores do estado do Rio de Janeiro foram inferiores aos do Brasil, com exceção para a Taxa de Mortalidade (por 100.000 vínculos) e a Taxa de Letalidade (por 1.000 acidentes), nos períodos de 2016 e 2017. É necessário um olhar mais crítico do setor quanto às ações e implantações de programas de gerenciamento de riscos, capacitação de mão de obra e avanços tecnológicos. Sugere-se uma continuidade do estudo com a investigação mais aprofundada sobre as notificações de Doenças Ocupacionais e a identificação das medidas e ações necessárias para melhorar e reduzir os índices de acidentes no setor da cerâmica vermelha.

PALAVRAS-CHAVE: Construção civil; acidentes de trabalho; indicadores de acidentes de trabalho; segurança do trabalho.

ANALYSY OF ACCIDENTSIN THE RED CERAMIC INDUSTRY IN THE STATE OF RIO DE JANEIRO FROM 2012 TO 2017

ABSTRACT: The red ceramic industry is a segment formed by 6,903 companies, most of them small, dispersed throughout the country, located close to consumer markets in their regions. Most of these industries are characterized by having a low-educated workforce, in addition to facilities and equipment that are often deficient

and outdated, which increases the risk of accidents at work. Thus, the present work brings an analysis of the data extracted from the Statistical Yearbook of Accidents at Work (AEAT) 2014 and 2017 referring to the main accidents that occurred in the ceramic industries of the state of Rio de Janeiro in the last six years (2012 to 2014 and 2015 to 2017) and compares accident indicators in Brazil and the state of Rio de Janeiro. The data infer that in both periods analyzed from 2012 to 2014 and 2015 to 2017, the majority of work accidents are of the Typical type. In addition, almost all indicators in the state of Rio de Janeiro were lower than in Brazil, with the exception of the Mortality Rate (per 100,000 bonds) and the Lethality Rate (per 1,000 accidents), in the 2016 and 2017 periods. A more critical view of the sector is needed regarding the actions and implementations of risk management programs, training of labor and technological advances. It is suggested to continue the study with a more in-depth investigation of occupational disease notifications and the identification of measures and actions necessary to improve and reduce accident rates in the red ceramic sector.

KEYWORDS: Civil construction, accidents at work, occupational accident indicators, workplace safety.

1 | INTRODUÇÃO

No mercado brasileiro, o setor de cerâmica vermelha constitui uma das atividades que apresenta diversos riscos aos seus colaboradores. Segundo dados da ANICER (Associação Nacional da Indústria Cerâmica *online*), o setor de cerâmica vermelha representa 4,8% da indústria da construção civil e 90% das alvenarias e coberturas construídas no Brasil. Ainda, segundo dados constantes da página da Associação existem no Brasil, aproximadamente, 6903 fábricas de cerâmica, gerando perto de 900 mil empregos indiretos e 293 mil diretos atingindo um faturamento anual de R\$ 18 bilhões.

É característica presente nas empresas desse setor possuir instalações e equipamentos quase sempre deficientes e ultrapassados. Cumpre-se ressaltar, que esse ramo de atividade apresenta resistência a mudanças tecnológicas, contribuindo para a ocorrência de acidentes e tornando o local onde são desenvolvidas as atividades laborais um lugar perigoso para trabalhar. A maioria das indústrias de cerâmica possui atividades tradicionais e são classificadas como micro ou pequenas empresas. O SEBRAE (2008 *online*) afirma que empresários desse setor têm buscado novas tecnologias, capacitação da mão de obra e melhoria da qualidade dos produtos uma vez que sua produção é feita de maneira artesanal e inúmeras vezes sem conhecimento técnico e controle de qualidade apropriado. O referido controle é realizado através de inspeção visual humana.

Outras características que podem ser observadas nesse ramo são a presença de mão de obra desqualificada e pouco instruída e, geralmente, são empresas familiares. Esta última característica é um entrave para o desenvolvimento da cultura de segurança do trabalho porque ela demora mais para ser introduzida nessas empresas.

Segundo a Associação Brasileira de Cerâmica (ABCERAM *online*), o setor é diversificado e se divide em: cerâmicas vermelhas, materiais de revestimentos, materiais

refratários, louças sanitárias, isoladores elétricos de porcelanas, louças de mesas, cerâmicas artísticas (decorativas e utilitárias), filtros cerâmicos de água, cerâmicas térmicas e isolantes térmicos. As principais etapas do processamento dos materiais cerâmicos incluem: a preparação das matérias primas e da massa, a conformação (dar forma, juntar as matérias), processamento térmico (secagem e queima para tirar toda a água do material) e acabamento.

As condições de trabalho são fatigantes, agravadas pelas condições desfavoráveis de posturas, ruídos, iluminação, ambiente térmico, tarefas repetitivas, transporte manual de cargas e ritmo de trabalho imposto.

Segundo ABCERAM, os materiais cerâmicos são muito demandados na construção civil em geral. No Brasil, houve algum desenvolvimento na região Nordeste, mas as regiões que mais desenvolveram foram a sudeste e a sul devidos aos fatores: alta densidade demográfica; intensa atividade agropecuária e industrial; melhor infraestrutura; melhor distribuição de renda; facilidade de matérias primas, energia, centros de pesquisa, universidades e escolas técnicas.

Diante do exposto, o presente trabalho tem como objetivo analisar os dados referentes aos principais acidentes ocorridos nas indústrias cerâmicas do estado do Rio de Janeiro nos últimos seis anos e comparar os indicadores de acidentes no Brasil e no estado do Rio de Janeiro.

2 | METODOLOGIA

Inicialmente foi realizada uma pesquisa bibliográfica buscando conhecer os riscos no ambiente de trabalho da indústria cerâmica vermelha (CNAE 2342 - Fabricação de artefatos de cerâmica e barro cozido para uso na construção, exceto azulejos e pisos). Após foi realizada a coleta de dados do setor referentes à quantidade total de acidentes no Brasil e no estado do Rio de Janeiro, bem como dos tipos de acidentes (típico, de trajeto ou acidente devido a doença do trabalho), nos períodos do estudo de 2012 a 2014 e de 2015 a 2017, extraídos dos Anuários Estatísticos de Acidentes de Trabalho (AEAT) 2014 e 2017 (MPS *online*). Os dados obtidos no AEAT sobre acidentes são provenientes da Comunicação de Acidente do Trabalho (CAT) do INSS.

Para a análise comparativa entre os indicadores de acidentes do trabalho no estado do Rio de Janeiro e Brasil, nos anos de 2013 e 2014 e de 2016 e 2017, também foram extraídos dos AEAT 2015 e 2017, os dados referentes à: Incidência (por 1.000 vínculos), Incidência de Doenças Ocupacionais (por 1.000 vínculos), Incidência de Acidentes Típicos (por 1.000 vínculos), Incidência de Incapacidade Temporária (por 1.000 vínculos), Taxa de Mortalidade (por 100.000 vínculos), Taxa de Letalidade (por 1.000 acidentes), Acidentalidade para a faixa 16 a 34 anos (por 100 acidentes).

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

De acordo com a análise dos dados apresentados na Tabela 1, no período de 2012 a 2014 houve um pequeno aumento, em números, no total, bem como na quantidade de acidentes de trabalho na indústria cerâmica (CNAE 2342) com CAT registrada tanto no estado do Rio de Janeiro quanto no Brasil. Embora, nesse período, no estado do Rio de Janeiro não conste nenhuma CAT de acidentes devido à doença de trabalho ocorreram registros de acidentes Típicos seguidos de acidentes de Trajeto.

A quantidade total de acidentes, de acidentes Típicos e de acidentes de Trajeto no estado do Rio de Janeiro correspondem, em média, a apenas 1,22%, 1,19% e 0,99% respectivamente, aos ocorridos no Brasil.

De acordo com o artigo 19 da Lei no 8.213, de 24 de julho de 1991: “Acidente do trabalho é o que ocorre pelo exercício do trabalho a serviço de empresa ou de empregador doméstico ou pelo exercício do trabalho dos segurados referidos no inciso VII do art. 11 desta Lei, provocando lesão corporal ou perturbação funcional que cause a morte ou a perda ou redução, permanente ou temporária, da capacidade para o trabalho”

Para fins de concessão de benefícios acidentários pelo INSS, os acidentes de trabalho são divididos em:

Acidentes Típicos – são os acidentes decorrentes da característica da atividade profissional desempenhada pelo acidentado;

Acidentes de Trajeto – são os acidentes ocorridos no trajeto entre a residência e o local de trabalho do segurado e vice-versa;

Acidentes Devidos à Doença do Trabalho – são os acidentes ocasionados por qualquer tipo de doença profissional peculiar a determinado ramo de atividade constante na tabela da Previdência Social.

Vale ressaltar que a Medida Provisória 905/2019 revogou a alínea “d” do inciso IV do artigo 21 da Lei 8.213/1991, na qual os acidentes de trânsito ocorridos no trajeto até o trabalho não são mais considerados acidentes de trabalho, portanto não são mais cobertos pelo INSS (CANÁRIO, 2019 *online*).

| | QUANTIDADE DE ACIDENTES DE TRABALHO COM CAT REGISTRADA | | | | | | | | | | | |
|----------------|---|-------|-------|--------|-------|-------|---------|------|------|--------------------|------|------|
| | Total | | | Típico | | | Trajeto | | | Doença de trabalho | | |
| | 2012 | 2013 | 2014 | 2012 | 2013 | 2014 | 2012 | 2013 | 2014 | 2012 | 2013 | 2014 |
| Brasil | 2.290 | 2.627 | 2.667 | 1.950 | 2.266 | 2.295 | 319 | 341 | 346 | 21 | 20 | 26 |
| Rio de Janeiro | 24 | 31 | 33 | 22 | 27 | 29 | 2 | 4 | 4 | - | - | - |

TABELA 1 - Quantidade de acidentes de trabalho na indústria cerâmica segundo a Classificação Nacional de Atividades Econômicas (CNAE 2342), no Brasil e no Rio de Janeiro, no período de 2012 a 2014.

Fonte: Ministério da Previdência Social.

“Indicadores de acidentes do trabalho são utilizados para mensurar a exposição dos trabalhadores aos níveis de risco inerentes à atividade econômica, permitindo o acompanhamento das flutuações e tendências históricas dos acidentes e seus impactos nas empresas e na vida dos trabalhadores” (AEAT, 2017, p.665 *online*). Assim, os dados desses indicadores são fundamentais para a determinação de programas de prevenção de acidentes com o intuito de promover melhoria das condições de trabalho no Brasil.

Os dados apresentados nas Tabelas 2 e 3 indicam que no estado do Rio de Janeiro, nos anos de 2013 e 2014, os índices de acidentes analisados encontram-se abaixo dos valores obtidos para o Brasil, com exceção para Incidência de Doenças Ocupacionais (por 1.000 vínculos), Taxa de Mortalidade (por 100.000 vínculos) e Taxa de Letalidade (por 1.000 acidentes) que não obtiveram registros.

| | INDICADORES DE ACIDENTES DO TRABALHO | | | | | | | |
|----------------|--------------------------------------|-------|---|------|--|-------|--|-------|
| | Incidência (por 1.000 vínculos) | | Incidência de Doenças Ocupacionais (por 1.000 vínculos) | | Incidência de Acidentes Típicos (por 1.000 vínculos) | | Incidência de Incapacidade Temporária (por 1.000 vínculos) | |
| | 2013 | 2014 | 2013 | 2014 | 2013 | 2014 | 2013 | 2014 |
| Brasil | 26,52 | 26,27 | 0,14 | 0,18 | 15,99 | 16,12 | 24,38 | 23,84 |
| Rio de Janeiro | 10,00 | 9,32 | - | - | 4,58 | 4,83 | 10,00 | 9,15 |

TABELA 2 – Indicadores de acidentes do trabalho na indústria cerâmica segundo a Classificação Nacional de Atividades Econômicas (CNAE 2342), no Brasil e no Rio de Janeiro, no período de 2013 e 2014.

Fonte: Ministério da Previdência Social.

| | INDICADORES DE ACIDENTES DO TRABALHO | | | | | |
|----------------|--|-------|--|------|--|-------|
| | Taxa de Mortalidade (por 100.000 vínculos) | | Taxa de Letalidade (por 1.000 acidentes) | | Acidentalidade para a faixa 16 a 34 anos (por 100 acidentes) | |
| | 2013 | 2014 | 2013 | 2014 | 2013 | 2014 |
| Brasil | 13,41 | 13,35 | 5,06 | 5,08 | 52,47 | 52,65 |
| Rio de Janeiro | - | - | - | - | 32,20 | 41,17 |

TABELA 3 – Indicadores de acidentes do trabalho na indústria cerâmica segundo a Classificação Nacional de Atividades Econômicas (CNAE 2342), no Brasil e no Rio de Janeiro, no período de 2013 e 2014.

Fonte: Ministério da Previdência Social.

Analisando os dados de acidentes de trabalho na indústria cerâmica (CNAE 2342) com CAT registrada constatou-se que houve redução no número total de acidentes (587)

no período de 2015 a 2017 (Tabela 4) quando comparado ao período de 2012 a 2014 (Tabela 1). No entanto, os dados referentes ao estado do Rio de Janeiro apresentaram leve aumento no número total de acidentes de 29, no período de 2012 a 2014, para 30 casos em 2015 a 2017. Observou-se também que em relação aos acidentes Típicos e de Trajeto houve aumento no número de casos correspondendo, em média, a 1,75% e 1,86% respectivamente, aos ocorridos no Brasil.

| | QUANTIDADE DE ACIDENTES DE TRABALHO COM CAT REGISTRADA | | | | | | | | | | | |
|----------------|---|-------|-------|--------|-------|-------|---------|------|------|--------------------|------|------|
| | Total | | | Típico | | | Trajeto | | | Doença de trabalho | | |
| | 2015 | 2016 | 2017 | 2015 | 2016 | 2017 | 2015 | 2016 | 2017 | 2015 | 2016 | 2017 |
| Brasil | 2.274 | 1.908 | 1.642 | 1.958 | 1.601 | 1.382 | 300 | 274 | 245 | 16 | 33 | 15 |
| Rio de Janeiro | 32 | 26 | 32 | 28 | 19 | 27 | 3 | 7 | 5 | 1 | - | - |

TABELA 4 - Quantidade de acidentes de trabalho na indústria cerâmica segundo a Classificação Nacional de Atividades Econômicas (CNAE 2342), no Brasil e no Rio de Janeiro, no período de 2015 a 2017.

Fonte: Ministério da Previdência Social.

Os dados apresentados nas Tabelas 5 e 6 indicam que no Brasil todos os indicadores de acidentes do trabalho na indústria cerâmica (CNAE 2342) analisados foram menores em 2016 e 2017, em comparação aos anos de 2013 e 2014. No estado do Rio de Janeiro, nos anos de 2016 e 2017 quase todos os indicadores foram inferiores aos do Brasil, com exceção para a Taxa de Mortalidade (por 100.000 vínculos) e a Taxa de Letalidade (por 1.000 acidentes) com taxas de 221% e 517%, respectivamente superiores.

| | INDICADORES DE ACIDENTES DO TRABALHO | | | | | | | |
|----------------|--------------------------------------|-------|---|------|--|-------|--|-------|
| | Incidência (por 1.000 vínculos) | | Incidência de Doenças Ocupacionais (por 1.000 vínculos) | | Incidência de Acidentes Típicos (por 1.000 vínculos) | | Incidência de Incapacidade Temporária (por 1.000 vínculos) | |
| | 2016 | 2017 | 2016 | 2017 | 2016 | 2017 | 2016 | 2017 |
| Brasil | 19,60 | 18,97 | 0,28 | 0,14 | 13,66 | 13,11 | 17,18 | 16,73 |
| Rio de Janeiro | 7,98 | 8,77 | - | - | 4,21 | 6,58 | 7,98 | 8,77 |

TABELA 5 – Indicadores de acidentes do trabalho na indústria cerâmica segundo a Classificação Nacional de Atividades Econômicas (CNAE 2342), no Brasil e no Rio de Janeiro, no período de 2016 e 2017.

Fonte: Ministério da Previdência Social.

| | INDICADORES DE ACIDENTES DO TRABALHO | | | | | |
|----------------|--|-------|--|-------|--|-------|
| | Taxa de Mortalidade (por 100.000 vínculos) | | Taxa de Letalidade (por 1.000 acidentes) | | Acidentalidade para a faixa 16 a 34 anos (por 100 acidentes) | |
| | 2016 | 2017 | 2016 | 2017 | 2016 | 2017 |
| Brasil | 8,53 | 13,29 | 4,35 | 7,00 | 49,54 | 49,57 |
| Rio de Janeiro | 22,16 | 24,36 | 27,78 | 27,78 | 36,11 | 22,22 |

TABELA 6 – Indicadores de acidentes do trabalho na indústria cerâmica segundo a Classificação Nacional de Atividades Econômicas (CNAE 2342), no Brasil e no Rio de Janeiro, no período de 2016 e 2017.

Fonte: Ministério da Previdência Social.

Os dados dos períodos analisados 2012 a 2014 (Tabela 1) e 2015 a 2017 (Tabela 4) evidenciaram que a maioria dos acidentes de trabalho são Típicos, o que infere que os maiores riscos que os colaboradores estão expostos correspondem aos presentes na execução das atividades. Ainda de acordo com os dados sobre acidentes do trabalho segundo a Classificação Internacional de Doenças - CID-10 (AEAT 2015; 2017 *online*) na região sudeste do país houve predominância do CID S61 – Ferimento do punho e da mão.

Essas informações se explicam pelas características desse setor que funciona com capital estritamente nacional e ainda apresenta empresas com origem e administração familiar cujos colaboradores possuem baixo nível de instrução, além de serem dotadas de pouco ou nenhum investimento em segurança do trabalho, baixa tecnologia e pouca inovação (SEE, 2018 *online*).

Outra informação que merece atenção é a ausência de registros de acidentes provenientes de Doenças Ocupacionais que reflete em uma típica e notável falta de Gerenciamento da Saúde do Trabalhador. É preciso ressaltar que os números aqui apresentados são oficiais e que por se tratar de um setor onde as empresas são em sua maioria familiares, localizadas em locais de difícil acesso, com trabalhadores com baixa capacitação e nível de instrução é provável que esteja ocorrendo uma grande sub notificação dos acidentes, sendo emitidas CAT somente nos casos e acidentes mais graves. Outro agravante que pode corroborar com esses dados é a realidade de muitas empresas de pequeno e médio porte que não possuem um Programa de Controle Médico de Saúde Ocupacional (PCMSO), normatizado pela Norma Regulamentadora 07 (NR 07) do Ministério do Trabalho. O PCMSO tem como objetivo a promoção e preservação da saúde do conjunto dos seus trabalhadores e assim como o Programa de Prevenção de Riscos Ambientais (PPRA), normatizado pela NR 09 são ações fundamentais para prevenir e garantir a segurança do colaborador.

Em visitas e entrevistas informais com colaboradores de cerâmicas de pequenos portes dos municípios de Três Rios e Paraíba do Sul, região centro-sul do estado do Rio

de Janeiro constatou-se como principais riscos aos colaboradores: incêndio devido à instalações elétricas precárias e ausência de extintor; não utilização de equipamentos de proteção individual (EPI), exposição ao calor dos fornos, ruídos, condições ergonômicas desfavoráveis de levantamento e transporte de tijolos e telhas, banheiros sujos e sem manutenção, fatores que contribuem para o adoecimento do trabalhador.

A adoção das normas de segurança e de qualidade, a exemplo, do Programa Setorial de Qualidade (PSQ), bem como a busca por certificações têm sido um diferencial para as empresas que visam um lugar de destaque nesse setor devido ao aumento da concorrência (ABDI, 2010 *online*).

Carvalho *et al.* (2020) também ressaltam que as empresas devem adotar medidas preventivas a fim de assegurar a saúde e segurança dos colaboradores por meio de algumas iniciativas como desenvolvimento de campanhas de conscientização para o trabalho seguro, disponibilização de equipamentos de proteção individual e coletiva, realizar a manutenção preventiva dos equipamentos, contratar profissionais capacitados para realizar os treinamentos periódicos e utilizar os equipamentos de forma eficiente e segura.

4 | CONCLUSÃO

Os dados permitiram concluir que em ambos os períodos analisados 2012 a 2014 e 2015 a 2017, a maioria dos acidentes de trabalho são do tipo Típicos. Além disso, quase todos os indicadores do estado do Rio de Janeiro foram inferiores aos do Brasil, com exceção para a Taxa de Mortalidade (por 100.000 vínculos) e a Taxa de Letalidade (por 1.000 acidentes), nos períodos de 2016 e 2017. É necessário um olhar mais crítico do setor quanto às ações e implantações de programas de gerenciamento de riscos, capacitação de mão de obra e avanços tecnológicos.

As informações aqui apresentadas não esgotam os estudos sobre acidentes de trabalho no setor de cerâmica vermelha, mas sugerem uma continuidade como uma investigação mais aprofundada sobre as notificações de Doenças Ocupacionais ou a identificação das medidas e ações necessárias para melhorar e reduzir os índices de acidentes no setor.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL – ABDI. **Estudo técnico setorial da cerâmica vermelha**: Subsídios para a Elaboração do Plano de Desenvolvimento Sustentável da Cadeia Produtiva de Cerâmica Vermelha. 2010. Disponível em: www.abdi.com.br. Acesso em: 21 jan. 2020.

ANUÁRIO ESTATÍSTICO DE ACIDENTES DO TRABALHO: AEAT 2014 / Ministério do Trabalho e Previdência Social... [et al.]. – vol. 1 (2009) – Brasília: MTPS, 2014. 990 p.

ANUÁRIO ESTATÍSTICO DE ACIDENTES DO TRABALHO: AEAT 2017 / Ministério da Fazenda... [et al.]. – vol. 1 (2009) – Brasília: MF, 2017. 996 p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CERÂMICA (ABCEAM). **Cerâmica no Brasil – considerações gerais**. Disponível em: <https://abceram.org.br/consideracoes-gerais>. Acesso em: 02 out. 2019.

ASSOCIAÇÃO NACIONAL DA INDÚSTRIA CERÂMICA (ANICER). **Dados do setor**. Disponível em: <https://www.anicer.com.br/anicer/setor/>. Acesso em: 23 set. 2019.

BRASIL. Ministério da Economia. **NR 07 - Programa de Controle Médico de Saúde Ocupacional**. 08 de junho 1978 Disponível em: https://enit.trabalho.gov.br/portal/images/Arquivos_SST/SST_NR/NR-07.pdf. Acesso em: 20 jan. 2020.

BRASIL. Ministério da Economia. **NR 09 - Programa de prevenção de riscos ambientais**. 08 de junho 1978. Disponível em: https://enit.trabalho.gov.br/portal/images/Arquivos_SST/SST_NR/NR-09-atualizada-2019.pdf. Acesso em: 20 jan. 2020.

CANÁRIO, P. **Reforma da reforma**: Governo define que acidente de deslocamento não é mais acidente de trabalho. 21 de novembro de 2019, 14h28. Disponível em: <https://www.conjur.com.br/2019-nov-21/mp-define-acidente-deslocamento-nao-acidente-trabalho>. Acesso em: 14 jan. 2020.

CARVALHO, C.A. da et al. Saúde e Segurança no Trabalho: um relato dos números de acidentes do trabalho e doenças ocupacionais no Brasil (2012-2018). **Braz. J. of Bus.**, Curitiba, v. 2, n. 3, p. 2909-2926, jul. /set. 2020.

CLASSIFICAÇÃO NACIONAL DE ATIVIDADES ECONÔMICAS (CNAE). Disponível em: <http://www.cnae.ibge.gov.br>. Acesso em: 23 set. 2019.

COSTA, A.T. **Indicadores de acidentes de trabalho em obras da construção civil no Brasil e na Bahia**. 2009. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Tecnologia. Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2009. 51p. Disponível em: <http://civil.uefs.br/DOCUMENTOS/ANALICE%20TRINDADE%20COSTA.pdf>. Acesso em: 23 set. 2019.

SECRETARIA DE ENERGIA – SEE. Subsecretaria de Mineração Governo do Estado de São Paulo. **Estudo Estratégico da Cadeia Produtiva da Indústria Cerâmica no Estado de São Paulo – Fase 1 Relatório Final**. Relatório técnico N° 153900-205 17 de agosto de 2018. Disponível em: [www.ipt.br>download>filename=1772 - Estudo Estratégico da Cadeia Produtiva da Indústria Cerâmica no Estado de São Paulo\[1\].pdf](http://www.ipt.br/download?filename=1772-Estudo%20Estrat%C3%A9gico%20da%20Cadeia%20Produtiva%20da%20Ind%C3%A9stria%20Cer%C3%A1mica%20no%20Estado%20de%20S%C3%A3o%20Paulo%20-%20Fase%201%20Relat%C3%B3rio%20Final.pdf). Acesso em: 21 jan. 2020.

SERVIÇO BRASILEIRO DE APOIO ÀS MICRO E PEQUENAS EMPRESAS (SEBRAE). 2008. Disponível em: <http://www.sebrae.com.br/wp-content/uploads/2015/09/ESTUDO-CERAMICA-VERMELHA.pdf>. Acesso em 18 set. 2019.

ANÁLISE DE FISSURAS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Data de aceite: 01/06/2021

Data de submissão: 05/03/2021

Rodrigue Totolo Lungisansilu

Universidade Federal Fluminense
Departamento de Engenharia Civil
Niterói /RJ, Brasil
<https://orcid.org/0000-0002-1889-8002>

Roberta Medici Felix

Universidade Federal Fluminense
Departamento de Engenharia Civil
Niterói /RJ, Brasil
<https://orcid.org/0000-0003-3582-4088>

Luiz Carlos Mendes

Universidade Federal Fluminense
Departamento de Engenharia Civil
Niterói /RJ, Brasil
<https://orcid.org/0000-0003-1747-5179>

RESUMO: Este artigo apresenta um estudo analítico de fissuras de vigas de concreto armado levando em consideração a norma vigente NBR 6118/2014. Esta análise é realizada com base em três projetos de pontes de concreto armado de mesma seção transversal, com duas vigas principais sem laje inferior, porém de comprimentos de vãos diferentes. O sistema estrutural é constituído de dois balanços e três vãos, onde o vão central é maior do que os vãos adjacentes. A análise estrutural dessas vigas principais foi feita pelo auxílio do programa de análise estrutural Ftool, possibilitando desta forma, gerar os diferentes diagramas das

solicitações dos carregamentos. Uma vez que as solicitações das vigas foram encontradas, foi realizada a análise de abertura de fissuras delas através do programa Mathcad, em conformidade com a NBR 6118/2014. Para cada solicitação encontrada, houve a análise da variação dos diâmetros das armaduras em função do tipo de aço empregado. Foram observadas as variações das aberturas de fissuras em função do diâmetro da armadura e, dessa forma, cada valor de abertura encontrado foi comparado com o limite de abertura de fissura de acordo com o cobrimento e da classe ambiental escolhida. Para este estudo o cobrimento da classe ambiental utilizada é o da classe II. Por fim, foram elaborados gráficos, diâmetros de armadura com as aberturas de fissura para cada viga de cada projeto de ponte. Esses gráficos possibilitaram visualizar claramente que os resultados dessa análise se mostram bem coerentes e satisfatórios.

PALAVRAS-CHAVE: Vigas, concreto armado, análise estrutural, cobrimento.

ANALYSIS OF CRACKS IN REINFORCED CONCRETE BEAMS

ABSTRACT: This work reports an analytical study of cracks in reinforced concrete beams considering the normative prescriptions of the NBR 6118/2014 code. This analysis is performed based on three reinforced concrete bridge beams projects at the same cross section, and under different longitudinal spans. The structural system comprises two balances and three spans. The central span is greater than the extreme spans. The structural analysis of these beams was made using the structural analysis program Ftool. It has

made possible to generate the different diagrams of the load diagrams. Once the diagrams for the beams were found, an analysis of cracks was made using the Mathcad program, according to NBR 6118/2014. For each project, there was variations in reinforcement diameters of bars and different type of steel. Variations in openings of cracks were analyzed as function of reinforcement diameter and, in this way, each opening value found is compared with the crack opening limit according to the chosen environmental class coverage. For this study the coverage of the environmental class used is that of class II. Finally, graphical analysis showing reinforcement diameters bars and crack openings were made for each bridge beam. These graphs made it possible to clearly perform the results of this analysis.

KEYWORDS: Beams, reinforced concrete, structural analysis, covering.

1 | INTRODUÇÃO

A fissuração no concreto é um fenômeno que ocorre frequentemente. Ela ocorre praticamente nas zonas submetidas aos esforços de tração, por conta da baixa resistência que o concreto oferece a esse tipo de sollicitação. Assim sendo, faz-se necessário atender a alguns aspectos fundamentais, para que se amenizem seus efeitos em termos de segurança, durabilidade, estabilidade e conforto estrutural. Desse modo, é de grande relevância estabelecer os valores limites para a abertura de fissuras, sobretudo quando a estrutura de concreto apresentar um risco de penetração de agentes agressivos ao concreto e às armaduras. Isto deve ser feito para não prejudicar os aspectos funcionais e estéticos da estrutura, assim como sua durabilidade, além de ser inerentemente ligada à proteção da armadura contra a corrosão e à resistência da sua seção.

Segundo Carvalho [6], a resistência à tração pode ser dada em função da capacidade resistente da peça, como o caso das peças sujeitas a esforço cortante, e diretamente, com a fissuração. Daí sendo necessário conhecer essa capacidade resistente.

Tendo em vista que as aberturas das fissuras nas peças de concreto armado podem levar a patologias estruturais graves, como a corrosão das armaduras e o desprendimento do revestimento delas, então os projetistas precisam se preocupar muito com os aspectos do projeto que poderiam evitar os surgimentos destas patologias. Desse modo, o domínio e a compreensão do comportamento estrutural são de grande importância. Esse estudo pode ser realizado de forma eficiente variando-se a altura das vigas, diâmetro das armaduras longitudinais, conformação superficial das armaduras, vãos entre os pilares e a classe de agressividade ambiental.

No caso restrito de estruturas de pontes, pouco se sabe à respeito do aparecimento de fissuras em conformidade com a classe ambiental, pois poucas pesquisas foram realizadas ainda nesse sentido, o que leva a dar um enfoque no tratamento do estudo de abertura de fissuras para outros tipos de estruturas como edificações e obras portuárias, como piers de atracação.

1.1 Objetivo

A durabilidade da estrutura é efetiva quando esta é construída e projetada de forma que ela mantenha sua segurança, estabilidade e funcionalidade em serviço durante o período correspondente à sua vida útil, quando submetida às condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizada conforme o projetado. Para tal, o projeto deve contemplar as condições ambientais e de propósito da obra, atendendo aos requisitos de manutenção e uso.

O presente artigo tem como objetivo geral apresentar uma metodologia para investigar as aberturas de fissuras em diversas vigas de pontes de concreto armado em referência da norma NBR 6118/2014 [1] vigente a fim de contribuir mediante um estudo mais aprofundado e detalhado do comportamento estrutural e do tratamento das fissuras oriundas do carregamento nas vigas de concreto armado, prevenir, minimizar e controlar a ocorrência das aberturas de fissuras e as patologias decorrentes à existência dessas fissuras com a possibilidade de um dimensionamento mais otimizado e racional. A NBR 6118 / 2014 [1] ressalta a necessidade do projetista de estruturas observar os critérios normativos estabelecidos e relacionados com a durabilidade, qualidade do concreto de cobrimento, detalhamento das armaduras, controle da fissuração e deslocamentos, medidas especiais que contribuem na inspeção manutenção preventiva.

1.2 Metodologia

A metodologia empregada consiste em se determinar o levantamento das cargas permanentes e móveis de três projetos de pontes em concreto armado dotadas de vigas contínuas de três vãos. Um deles é o vão principal e os outros vãos adjacentes, dotados de valores diferentes do principal. Uma vez determinadas as envoltórias, foi empregado um programa em MathCad que faz a análise da abertura de fissuras. Por fim, foram elaborados gráficos com o próprio programa computacional MathCad, que permitem a análise do comportamento das aberturas de fissura para cada viga de cada projeto de ponte em função do diâmetro da armadura empregada. Esses gráficos permitem a análise detalhada dos resultados da pesquisa se mostram bem coerentes, satisfatórios e em conformidade com a NBR 6118 / 2014 [1].

2 | ANÁLISE DA ABERTURA DE FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Mediante um estudo probabilístico, garante-se que as aberturas das fissuras fiquem dentro dos limites preconizados no item 13.4.2 da NBR 6118/2014 [1], não prejudicando a durabilidade e as condições normais de utilização da estrutura.

Uma estrutura projetada conforme as prescrições normativas garantem sua eficiência em termos de durabilidade e segurança quanto aos estados limites últimos.

A Tabela 1 apresenta as exigências normativas de durabilidade da NBR6118/2014 [1] relacionadas à fissuração e à proteção da armadura.

| Tipo de concreto estrutural | Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão | Exigências relativas à fissuração | Combinação de ações em serviço a utilizar |
|--|---|------------------------------------|---|
| Concreto simples | CAA I a CAA IV | Não há | – |
| Concreto armado | CAA I | ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm | Combinação frequente |
| | CAA II e CAA III | ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm | |
| | CAA IV | ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm | |
| Concreto protendido nível 1 (protensão parcial) | Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II | ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm | Combinação frequente |
| Concreto protendido nível 2 (protensão limitada) | Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV | Verificar as duas condições abaixo | |
| | | ELS-F | Combinação frequente |
| | | ELS-D ^a | Combinação quase permanente |
| Concreto protendido nível 3 (protensão completa) | Pré-tração com CAA III e IV | Verificar as duas condições abaixo | |
| | | ELS-F | Combinação rara |
| | | ELS-D ^a | Combinação frequente |

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

onde:

ELS-W: Estado Limite de Abertura de Fissuras;

ELS-F: Estado Limite de Formação de Fissuras;

ELS-D: Estado Limite de Descompressão.

Tabela 1 Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura [1].

As aberturas W_k da Tabela 3 referem-se a valores-limite característicos para assegurar a devida proteção das armaduras contra a corrosão. Não se deve esperar que as aberturas de fissuras reais correspondam estritamente aos valores estimados, isto é, fissuras reais podem eventualmente superar esses limites.

Faz-se a avaliação dos valores de abertura de fissuras para cada elemento das armaduras passiva e ativa aderente, que controlam a fissuração da peça, levando em conta uma área crítica (A_{cri}) do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de $7,5 \phi_i$ do eixo da barra da armadura.

É conveniente que toda a armadura de pele ϕ_i da viga, na sua zona tracionada, limite a abertura de fissuras na região A_{cri} correspondente, e que seja mantido um espaçamento menor ou igual a $15 \phi_i$, conforme a Figura 1.

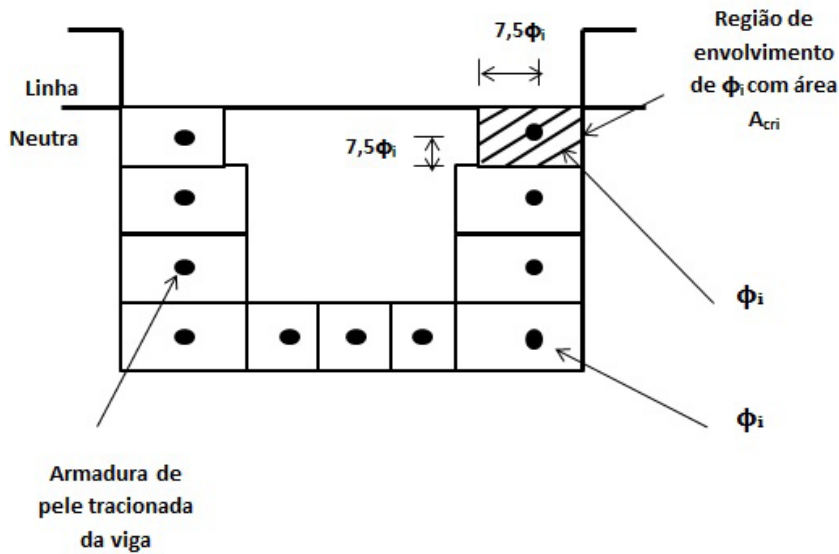


Figura 1 – Concreto de envolvimento da armadura [1].

O valor característico da abertura de fissuras w_k , determinado para cada parte da região de envolvimento, é o menor entre os obtidos pelas expressões a seguir:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5} \frac{\sigma_{si}}{\eta_1} \frac{3\sigma_{si}}{E_{si} f_{ctm}} \quad (1)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5} \frac{\sigma_{si}}{\eta_1} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (2)$$

onde:

A_{cri} é a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;

ϕ_i é diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

ρ_{ri} é a taxa de armadura ativa ou passiva aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estado II;

η_1 é o coeficiente de conformação superficial da armadura considerada. O coeficiente η_1 mede a conformação superficial e é expresso no item 9.3.2.1 da NBR 6118 / 2014 [1] e vale 1,0 para barras lisas (CA-25), 1,4 para barras entalhadas (CA-60) e 2,25 para barras (nervuradas) de alta aderência (CA-50);

f_{ctm} é a resistência média do concreto à tração ($f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$, conforme o item 8.2.5 da NBR 6118 / 2014[1]);

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculado no Estado II. O cálculo no estágio II (que assume um comportamento linear dos materiais

e despreza a resistência à tração do concreto) pode ser feito considerado $\alpha_e = 15$ (relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto).

Pode-se evitar o cálculo no estado II, levando em conta, a favor da segurança, de maneira simplificada, a tensão na armadura dada pela expressão 3:

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd}}{1,4} \times \frac{g_1 + g_2 + 0,4q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{f_{yk}}{1,4 \times 1,15} \times \frac{g_1 + g_2 + 0,4q}{g_1 + g_2 + q} \quad (3)$$

sendo:

σ_{si} - é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada;

f_{yd} - resistência de cálculo à tração de aço;

g_1 - peso próprio da laje;

g_2 - sobrecarga na laje;

q - carga acidental.

3 I ANÁLISE COMPUTACIONAL DE PROBLEMAS DE FLEXÃO EM VIGAS DE PONTES EM CONCRETO ARMADO

Foi considerada uma análise de três vigas principais de três pontes rodoviárias diferentes de concreto armado de duas vigas principais. Estas pontes foram calculadas e projetadas de acordo com as prescrições da NBR 7187/2003[2]. As pontes designadas como PONTE 1, PONTE 2 e PONTE 3 são dotadas de seções transversais compostas de duas vigas principais com três vãos contínuos, que possuem respectivamente os seguintes comprimentos: vãos de 16, 18 e 20 m, balanços de 3,2 ; 3,6 e 4 m de comprimento. As alturas das vigas principais são constantes de 1,6; 1,8 e 2 m, respectivamente em cada projeto. A largura das vigas principais é de 0,50 m para os três projetos. Todas as três pontes possuem duas pistas de rolamento de 3,50 m e 1,50 m de afastamento em relação aos guardas-rodas trapezoidais de bases 0,95 e 0,85 m. As vigas são ligadas por laje superior e transversinas locadas nos apoios e no meio dos vãos.

3.1 Análise dos resultados

Os resultados encontrados mostram que, quanto maior a taxa de armaduras na seção transversal, menor é a abertura de fissuras w_p . Eles são mostrados nas Tabelas 2 e 3.

| | | CA -50 | qt | 5 mm | ε _{pele} | 8 mm | αε = Es/E | 8.824 | Es | 210000 | MPa | | | | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|--|------------|--------|--------------------|------------|------------------|--------|-----|--------|-----|-------|--|--|--|--|
| | | yt = h/2 | 120 | cm | | | | | Ecs | 23800 | Mpa | | | | | |
| | | fck | 25 | MPa | Momento de fissura | | Mr | 1034 | KNm | | | | | | | |
| | | fet | 1,2 | MPa | | | | | | | | | | | | |
| | | fctm | 2,57 | Mpa | | | | | | | | | | | | |
| | | CAA | II | AS | | | | | | | | | | | | |
| | | Cobrimento | 30 | mm | | | | | | | | | | | | |
| PONTE Características geométricas | | Momentos positivos | KNm | KNm | cm ³ | | | | | | | | | | | |
| Ponte 1 | Comprimento balanço: 3.2 m | Carga permanente 1 (Mg1) | 3076,2 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremo | Carga móvel 1 (Mq1) | 3412,5 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 20 m | Momento de serviço 1 (Ms _{serv}) | Mg1+0,4Mq1 | 4441,2 | 104,53 | φ1 - 16 mm | σ _{si1} | 203,18 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg1+Mq1 | 6488,7 | φ2 - 20 mm | 0,131 | | | | | | 0,038 | | | | |
| | Comprimento balanço: 3.6 m | Carga permanente 2 (Mg2) | 3606,1 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremo | Carga móvel 2 (Mq2) | 3948,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 22 m | Momento de serviço 2 (Ms _{serv}) | Mg2+0,4Mq2 | 5185,5 | 127,15 | φ3 - 25 mm | σ _{si2} | 197,2 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg2+Mq2 | 7554,5 | φ4 - 32 mm | 0,204 | | | | | | 0,07 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremo | Carga permanente 3 (Mg3) | 4171,7 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,3 | 155,5 | φ2 - 20 mm | σ _{si3} | 188,95 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ3 - 25 mm | 0,123 | | | | | | 0,035 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremo | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,3 | 155,5 | φ4 - 32 mm | σ _{si3} | 188,95 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ1 - 16 mm | 0,154 | | | | | | 0,046 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremo | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,3 | 155,5 | φ2 - 20 mm | σ _{si3} | 188,95 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ3 - 25 mm | 0,193 | | | | | | 0,062 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremo | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,3 | 155,5 | φ4 - 32 mm | σ _{si3} | 188,95 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ1 - 16 mm | 0,246 | | | | | | 0,087 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremo | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,3 | 155,5 | φ2 - 20 mm | σ _{si3} | 188,95 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ3 - 25 mm | 0,177 | | | | | | 0,055 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremo | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,3 | 155,5 | φ4 - 32 mm | σ _{si3} | 188,95 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ1 - 16 mm | 0,226 | | | | | | 0,077 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremo | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |

Tabela 2 - Investigação das aberturas de fissuras utilizando-se o f_{yd} do aço CA 50.

| | | CA -60 | qt | 5 mm | ε _{pele} | 8 mm | αε = Es/Ecs | 8.824 | Es | 210000 | MPa | | | | | |
|-----------------------------------|-------------------------------------|--|------------|---------|--------------------|------------|------------------|-------|-----|--------|-----|-------|--|--|--|--|
| | | yt = h/2 | 120 | cm | | | | | Ecs | 23800 | Mpa | | | | | |
| | | fck | 25 | MPa | Momento de fissura | | Mr | 1034 | KNm | | | | | | | |
| | | fet | 1,2 | MPa | | | | | | | | | | | | |
| | | fctm | 2,57 | Mpa | | | | | | | | | | | | |
| | | CAA | II | AS | | | | | | | | | | | | |
| | | Cobrimento | 30 | mm | | | | | | | | | | | | |
| PONTE Características geométricas | | Momentos positivos | KNm | KNm | cm ³ | | | | | | | | | | | |
| Ponte 1 | Comprimento balanço: 3.2 m | Carga permanente 1 (Mg1) | 3076,2 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 16 m | Carga móvel 1 (Mq1) | 3412,5 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 20 m | Momento de serviço 1 (Ms _{serv}) | Mg1+0,4Mq1 | 4441,2 | 87,16 | φ1 - 16 mm | σ _{si1} | 241,6 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg1+Mq1 | 6488,7 | φ2 - 20 mm | 0,185 | | | | | | 0,043 | | | | |
| | Comprimento balanço: 3.6 m | Carga permanente 2 (Mg2) | 3606,1 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 16 m | Carga móvel 2 (Mq2) | 3948,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 22 m | Momento de serviço 2 (Ms _{serv}) | Mg2+0,4Mq2 | 5185,46 | 105,36 | φ3 - 25 mm | σ _{si2} | 234,3 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg2+Mq2 | 7554,5 | φ4 - 32 mm | 0,231 | | | | | | 0,066 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 16 m | Carga permanente 3 (Mg3) | 4171,7 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 20 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,26 | 129,53 | φ2 - 20 mm | σ _{si3} | 224,4 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ3 - 25 mm | 0,289 | | | | | | 0,09 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 20 m | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,26 | 129,53 | φ4 - 32 mm | σ _{si3} | 224,4 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ1 - 16 mm | 0,37 | | | | | | 0,123 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 20 m | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,26 | 129,53 | φ2 - 20 mm | σ _{si3} | 224,4 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ3 - 25 mm | 0,217 | | | | | | 0,053 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 20 m | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,26 | 129,53 | φ4 - 32 mm | σ _{si3} | 224,4 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ1 - 16 mm | 0,272 | | | | | | 0,08 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 20 m | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,26 | 129,53 | φ2 - 20 mm | σ _{si3} | 224,4 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ3 - 25 mm | 0,348 | | | | | | 0,113 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 20 m | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,26 | 129,53 | φ4 - 32 mm | σ _{si3} | 224,4 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ1 - 16 mm | 0,16 | | | | | | 0,04 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 20 m | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,26 | 129,53 | φ2 - 20 mm | σ _{si3} | 224,4 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ3 - 25 mm | 0,193 | | | | | | 0,052 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 20 m | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,26 | 129,53 | φ4 - 32 mm | σ _{si3} | 224,4 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ1 - 16 mm | 0,243 | | | | | | 0,07 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 20 m | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |
| | Comprimento do vão central: 24 m | Momento de serviço 3 (Ms _{serv}) | Mg3+0,4Mq3 | 6006,26 | 129,53 | φ2 - 20 mm | σ _{si3} | 224,4 | | | | | | | | |
| | Largura = 40 cm - Altura = 2.40 m | TOTAL | Mg3+Mq3 | 8758,1 | φ3 - 25 mm | 0,319 | | | | | | 0,098 | | | | |
| | Comprimento dos vãos exoremos: 20 m | Carga móvel 3 (Mq3) | 4586,4 | | | | | | | | | | | | | |

Tabela 3 - Investigação das aberturas de fissuras utilizando-se o f_{yd} do aço CA 60.

Para as mesmas seções transversais e longitudinais, ou seja, para a mesma ponte, quanto maior for o diâmetro da armadura, maior será a abertura de fissuras w_b . Tais resultados são mostrados nas Figuras 2, 3 e 4 para o aço empregado CA -50, e nas Figuras 5, 6 e 7 para o aço empregado CA - 60.

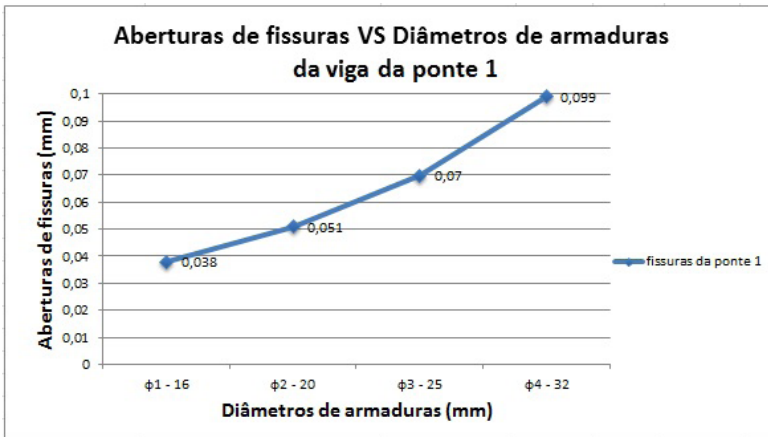


Figura 2 - Fissuras da viga da ponte 1 para CA – 50.

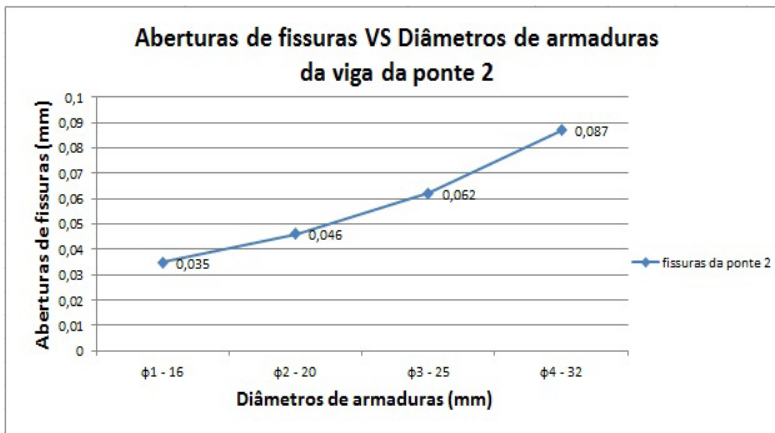


Figura 3 - Fissuras da viga da ponte 2 para CA -50.

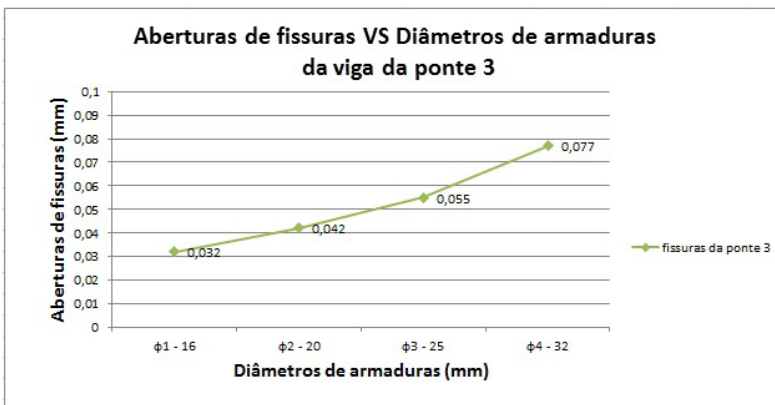


Figura 4 - Fissuras da viga da ponte 3 para CA – 50.

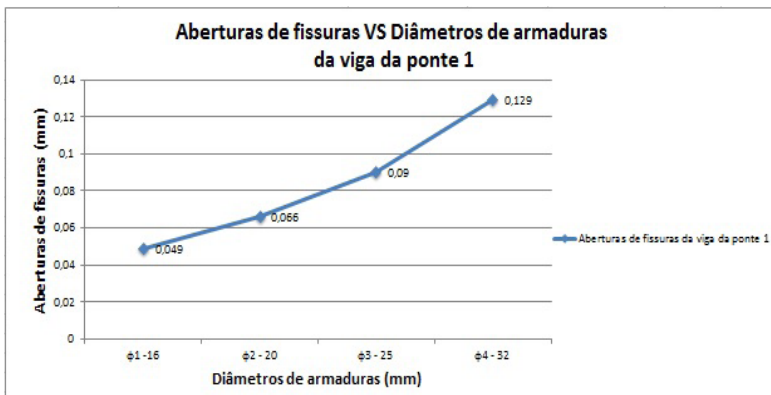


Figura 5- Fissuras da viga da ponte 1 para CA – 60.

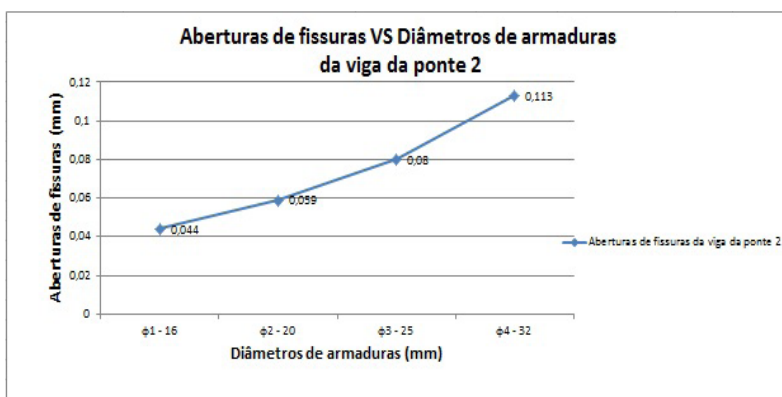


Figura 6 - Fissuras da viga da ponte 2 para CA – 60.

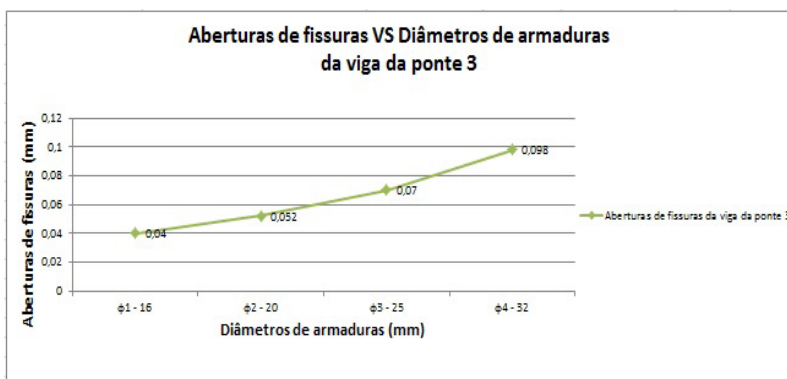


Figura 7 - Fissuras da viga da ponte 3 para CA – 60.

As tensões nas armaduras são ANALISADAS em função dos carregamentos permanentes e móveis, de modo a apresentar a abertura de fissuras correspondentes, conforme mostradas na Tabelas 2 e 3.

Houve pouca variação de tensões nas armaduras entre os projetos de pontes

considerados, devido ao fato da carga permanente e carga móvel aumentarem de forma significativa no cálculo das aberturas de fissuras, conforme observados nas Tabelas 2 e 3 e nas Figuras 5, 6 e 7.

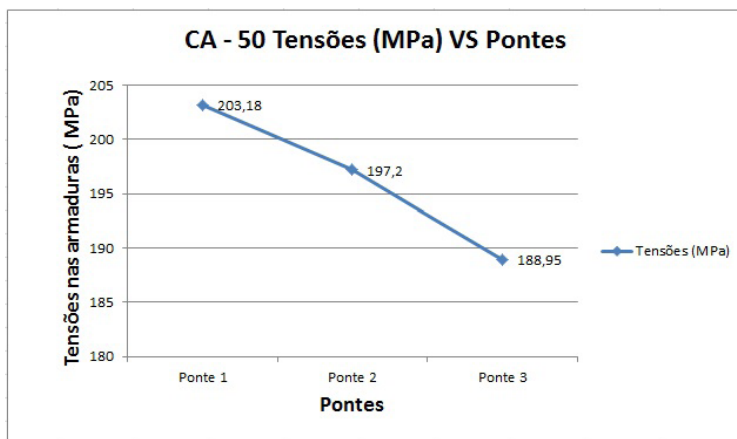


Figura 8 - Tensões das armaduras da vigas de pontes.

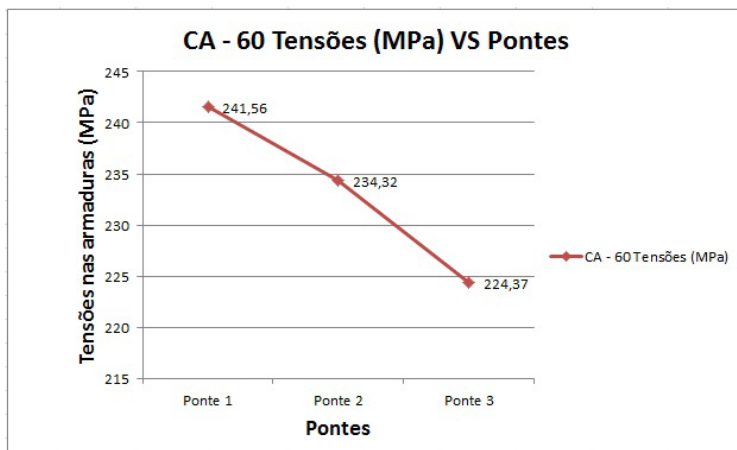


Figura 9 - Tensões das armaduras de vigas de pontes

O aumento do vão, que foi o fator mais notável e diferencial entre os projetos de pontes propostos, possibilitou que fossem observadas as diversas variações de tensões nas armaduras e aberturas de fissuras.

As tensões nas armaduras são inversamente proporcionais ao momento de inércia no estado II das vigas das pontes, por conseguinte, quanto maior o momento de inércia no estado II na viga da ponte, menor será a tensão nas armaduras, conforme mostrados nas Tabelas 2 e 3.

As tensões nas armaduras são independentes dos diâmetros das mesmas. Foi

observado que essas tensões permanecem iguais, mesmo havendo variações nos diâmetros da armadura correspondente, conforme mostrados nas Tabelas 2 e 3.

Os valores das aberturas das fissuras decrescem com o aumento das solicitações de momentos, mesmo que seja empregado o mesmo diâmetro de armadura, conforme são mostrados nas Tabelas 2 e 3.

A mudança da resistência de cálculo f_{yd} dos ferros CA 50 para os ferros CA 60 acarreta um aumento da magnitude das aberturas das fissuras. Tal comportamento é mostrado nas Figuras de 2 a 9 e nas Tabelas 2 e 3.

Os ferros CA 50 oferecem tensões nas armaduras menores que nos ferros CA 60 para o mesmo diâmetro de armaduras, conforme mostrados nas Figuras 8 e 9.

4 | CONCLUSÕES

Este trabalho oferece uma análise numérica satisfatória, que possibilita a observação de aberturas de fissuras em diversas pontes de concreto armado.

Outros vãos poderiam ter sido investigados com outras taxas de armaduras e resistências características de aço diferentes, o que se observaria que os mecanismos de variações de comportamento de abertura de fissuras seriam bem parecidos.

As linhas de influência hiperestáticas possibilitaram a investigação das cargas móveis, que se compõem junto com as cargas permanentes o carregamento total sobre a ponte, quanto às solicitações externas de momentos fletores e os esforços cortantes.

Aumentando-se o vão da ponte, sem haver a alteração das alturas das vigas principais, foi observado que elas necessitam de uma taxa de armadura maior, embora fosse mantida a largura das vigas principais.

Essa variação de abertura de fissuras permaneceria dentro do mesmo comportamento, caso fossem feitas variações de larguras e alturas das vigas principais, uma vez que o aumento do vão da viga é o fator preponderante no acréscimo das taxas de armaduras.

Com uma necessidade de maior taxa de armadura conclui-se que o processo de aberturas de fissuras se torna menor, onde a uma densidade maior de armadura, possibilitaria uma menor abertura de fissuras.

O trabalho empresta valores comparativos importantes para as três pontes de vãos executáveis não muito longos, valores estes que contribuem na otimização dos projetos com a finalidade de se evitar incidências patológicas futuras sobre as obras de artes, uma vez que os valores encontrados nas aberturas de fissuras são inferiores aos limites máximos estabelecidos pela norma NBR 6118/2014[1].

REFERÊNCIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 - **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Abril, 2014.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187:2003 - **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento**. Março, 2003.
- [3] BRANSON, D. E. **Procedures for computing deflections**. ACI Journal, 65. New York, setembro, 1968.
- [4] CALDAS, A. J. A. **Avaliação de abertura de fissuras de flexão em vigas de concreto armado**. 1997. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.
- [5] CANOVAS, MANUEL FERNANDEZ. **Patología y terapêutica del hormigón armado**. Madrid, Editorial Dossat, 1997.
- [6] CARVALHO, R. C.; FILHO, J.R.F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 3.ed. São Carlos: EdUFScar, 2009.
- [7] EUROCODE 2 – prEN1992-1. **European Standard**. DEC. 2003.
- [8] KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. São Paulo: PINI, 2007.
- [9] LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto – princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, Editora Interciência, 1977, v.1.
- [10] LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto – princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, Editora Interciência, 1977, v.2.
- [11] LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. **Construções de concreto – princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, Editora Interciência, 1977, v.3.
- [12] LIEBENBERG, A.C.; KONG, F.K.; EVANS, R.H.; COHEN, E. L. F. **Concrete Bridges: Design and Construction**. England, Publishe, Harlow, Essex, 1992.
- [13] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto, estrutura, propriedades e materiais**. 1.ed. São Paulo, Pini Ltda, 1994.

ANÁLISE DO CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO CONFORME A NORMA 12655:2015 EM UM MUNICÍPIO DO INTERIOR DO RIO GRANDE DO SUL – ESTUDO DE CASO

Data de aceite: 01/06/2021

Cristiane Carine dos Santos

Universidade Federal de Santa Maria
Santa Maria/RS
<http://lattes.cnpq.br/4101897913771990>

Joice Dalla Nora

Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões/RS

Marina Munaretto Copetti

Universidade Federal de Santa Maria
Santa Maria/RS
<http://lattes.cnpq.br/9838212000232840>

Tássia Fanton

Universidade Federal de Santa Maria
Santa Maria/RS
<http://lattes.cnpq.br/7951775822945634>

RESUMO: A realização do controle tecnológico em conformidade com as diretrizes da NBR 12655:2015 possui um papel fundamental no desempenho, durabilidade e segurança das edificações, uma vez que o emprego de concretos com características inadequadas ou fora dos parâmetros estabelecidos em projeto podem resultar na ocorrência de diversas patologias comprometendo a qualidade final da edificação. Controle o qual, apesar da sua relevância e importância está sendo negligenciado em obras na cidade de Frederico Westphalen, conforme pode ser verificado com a realização de quatro estudos de casos em obras distintas de pequeno e médio porte. As quais não costumavam

realizar os procedimentos descritos pela norma para verificação da conformidade do concreto recebido. Portanto os ensaios exigidos para o recebimento e aceitação do concreto foram adotados pela primeira vez no desenvolvimento do presente trabalho, sendo de extrema importância para a obtenção dos resultados da pesquisa, onde pode-se observar a ocorrência de desconformidades nos valores de *Slump* de alguns caminhões, a redução de 7,45% do valor *fck,estm* dos corpos de prova submetidos a mesma cura da obra quando comparados aos corpos de prova curados em laboratório e a ocorrência de outras desconformidades com as normas NBR 7212:2012 e NBR 12655:2015 durante as concretagens.

PALAVRA-CHAVE: Controle Tecnológico, Concreto, Aceitação, Consistência, Resistência.

ANALYSIS PERFORMANCE CONCRETE TECHNOLOGICAL CONTROL ACCORDING TO STANDARD 12655: 2015 IN A MUNICIPALITY OF RIO GRANDE DO SUL - CASE STUDY

ABSTRACT: Performing technological control in accordance with the guidelines of NBR 12655: 2015 plays a key role in the performance, durability and safety of buildings, as the use of concretes with inadequate characteristics or outside the project parameters may result in the occurrence of several pathologies compromising the final quality of the building. Control which, despite its relevance and importance is being overlooked in works in the city of Frederico Westphalen, as can be verified by conducting four case studies in distinct small and medium sized works. Which

did not usually perform the procedures described by the standard to verify the conformity of the received concrete. Therefore, the tests required to receive and accept the concrete were first adopted in the development of the present work, being extremely important to obtain the research results, where it can be observed the occurrence of Slump values of some trucks, a reduction of 7.45% in the fck value, are of the specimens subjected to the same curing of the work when compared to specimens cured in the laboratory and the occurrence of other nonconformities with the norms NBR 7212: 2012 and NBR 12655: 2015. during the concretes.

KEYWORDS: Technological control, Concrete, Acceptance, Consistency, Resistance.

1 | INTRODUÇÃO

Atualmente o concreto juntamente com o aço, constitui o que se entende por concreto estrutural, armado ou protendido. Caracteriza-se como um produto líder para uso estrutural nas construções, devido ao conjunto desses materiais resistirem simultaneamente a esforços de tração e compressão, possibilitando a construção de estruturas com maiores vãos e alturas.

Metha e Monteiro (2014) estimam que o consumo de concreto no mundo seja na ordem de 19 bilhões de toneladas métricas ao ano. Embora ele não seja tão duro e resistente quanto o aço seu consumo superior é justificado pelo menos por três razões principais: a primeira é a excelente resistência do concreto à água; a segunda razão é a facilidade com a qual ele se adapta a diferentes formas e tamanhos, devido a sua consistência plástica no estado fresco que favorece o fluxo do material para o interior das formas; e a terceira justificativa é o seu baixo custo e a rápida disponibilidade do material.

Segundo Neville (2013) enquanto o aço é produzido sob condições rigidamente controladas, com as propriedades de cada tipo de aço determinadas em laboratório e apresentadas no certificado do fabricante, cabendo aos projetistas da estrutura somente especifica-lo, e ao construtor garantir que o aço correto seja usado e que as conexões entre os elementos sejam efetuadas de maneira adequada. O controle tecnológico é mais complexo pois a garantia de sua qualidade depende das propriedades de cada um dos materiais componentes e os fatores que podem alterá-las, dosagem correta e execução cuidadosa da mistura, transporte, lançamento e a cura adequada até o endurecimento.

O controle tecnológico do concreto tem como objetivo garantir que este esteja de acordo com os parâmetros estabelecidos pelas normas e necessários para a perfeita execução das obras e consequente durabilidade da estrutura.

A “NBR 12655:2015 - Concreto de Cimento Portland - Preparo controle, recebimento e aceitação - Procedimento” estabelece diretrizes e ações a serem tomadas para garantir que o controle tecnológico seja realizado de forma eficiente.

Dentre essas diretrizes estabelecidas estão as responsabilidades de cada um dos profissionais envolvidos, a execução da rastreabilidade do concreto lançado na estrutura e realização dos ensaios de consistência e resistência a compressão axial ao menos aos 28

dias, para recebimento e aceitação do concreto.

No entanto, na realidade de muitas obras o controle tecnológico do concreto não ocorre de maneira satisfatória, conforme estabelecido pela norma. Em alguns casos o concreto dosado em central tem a sua resistência verificada apenas pelas empresas fornecedoras, sem a conferência por parte dos proprietários e responsáveis técnicos das obras se as características solicitadas do concreto estão realmente sendo atendidas.

Portando o presente trabalho foi realizado com intuito de verificar qual é o controle tecnológico empregado nas obras da cidade de Frederico Westphalen, já que esse desempenha um papel imprescindível na qualidade, desempenho e segurança das obras.

2 I CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO

Para Bauer (2017) o controle tecnológico do concreto é um processo aplicado nas obras de concreto armado, protendido ou pré-fabricado que visa o registro e a garantia da conformidade dos concretos empregados, com base nas especificações técnicas do projeto estrutural ou de outros documentos técnicos.

Desta maneira o controle tecnológico do concreto regido pela NBR 12655:2015, visa a partir de procedimentos descritos pela norma, assegurar a qualidade e conformidade dos concretos empregados em obras, de maneira que estes atendam aos requisitos estabelecidos em seus projetos estruturais.

2.1 Atribuições e responsabilidade de acordo com a NBR 12655:2015

Segundo estabelece a norma cabem ao proprietário e o responsável técnico por ele designado garantir o seu cumprimento, bem como armazenar pelo prazo de 5 anos os documentos comprobatórios (laudos, relatórios de ensaios e etc).

As empresas fornecedoras dos serviços de concretagem cabem garantir o cumprimento das prescrições da norma NBR 12655:2015 relativas as etapas de preparo do concreto bem como as prescrições da NBR 7212:2012, devendo armazenar pelo prazo de 5 anos a documentação comprobatória.

Aos profissionais responsáveis pelo projeto estrutural cabem explicitar em todos os contratos, desenhos e memoriais que descrevem o projeto da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}); especificação da resistência característica à compressão do concreto a j dias (f_{ckj}) para as etapas construtivas; especificação dos requisitos correspondentes à durabilidade da estrutura e elementos pré-moldados durante sua vida útil; especificação dos requisitos correspondentes às propriedades especiais do concreto durante a fase construtiva e vida útil da estrutura.

Já aos profissionais responsáveis pela execução da obra, cabem a escolha da modalidade de preparo; escolha do tipo de concreto a ser empregado, de acordo com as especificações de projeto e condições de aplicação; atendimento a todos os requisitos de

projeto; recebimento e aceitação do concreto.

2.2 Concreto dosado em central

O tempo de transporte, conforme estabelece a NBR 7212:2012, deve ser inferior a 90 minutos e fixado de maneira que o fim da descarga seja de no máximo 150 minutos, contado a partir da primeira adição de água no caso de veículo dotado de equipamento de agitação e 40 minutos para veículo não dotado de equipamento de agitação; ficando assim, o tempo da descarga limitado em 60 minutos. O tempo de descarga pode ser flexibilizado segundo Neville (2016, p. 228) “com a utilização de retardadores de pega, o tempo máximo pode ser estendido para três ou até mesmo quatro horas, desde que seja garantido que a temperatura do concreto na entrega seja inferior a 32°C.”

Já adição suplementar de água no canteiro de obra só é permitida, conforme a NBR 7212:2012, para correção de abatimento devido a evaporação antes do início da descarga, desde que o abatimento obtido anteriormente seja igual ou superior a 10 mm, após a correção o abatimento não atinja um valor superior a 25 mm ou ao valor máximo especificado, e que o tempo transcorrido entre a primeira adição de água aos materiais até o início da descarga não seja inferior a 15 minutos. Devendo a adição ser autorizada formalmente entre os representantes das partes envolvidas e obrigatoriamente registrada no documento de entrega. Caso seja realizada qualquer outra adição de água, a pedido do contratante, a empresa fornecedora ficará eximida de qualquer responsabilidade sobre as características do concreto, e tal fato também deverá ser registrado no documento de entrega.

2.3 Ensaios realizados para a aceitação do concreto

A NBR 12655:2015 determina que para cada tipo de classe de concreto, os quais são classificados pela “NBR 8953:2015 – Concretos para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência” conforme sua resistência e classe de consistência, além dos cuidados com a exposição da estrutura, conforme estabelece a ” NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento”, devem ser realizados os ensaios de consistência regidos pela “NM 67:1998 - Concreto –

Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone” , para aceitação do concreto no estado fresco e ensaio de resistência à compressão, conforme a “NBR 5739:2018 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos, para aceitação no estado endurecido”.

2.3.1 Ensaio de Consistência

Segundo Anbrozewicz (2012), a consistência do concreto é uma propriedade relacionada com a fluidez da mistura, sendo fundamental para garantir a trabalhabilidade do concreto.

Neville (2016), destaca que as propriedades do concreto endurecido são bastante afetadas pelo grau de adensamento, 5% de vazios podem diminuir em cerca de 30% a resistência final, sendo de vital importância o controle da trabalhabilidade ou consistência do concreto para que este seja adequadamente transportado, lançado, adensado e facilmente acabado, sem que ocorra a segregação.

2.3.2 Ensaio de resistência a compressão axial e Rastreabilidade do lançamento do concreto

A NBR 12655:2015 estabelece que devem ser coletadas aleatoriamente amostras do concreto, de acordo com a “NM 33:1998 - Concreto - Amostragem de concreto fresco”, durante a operação de concretagem para a realização do controle estatístico da resistência do concreto, o qual pode ser realizado por amostragem total ou por amostragem parcial.

As amostras devem ser coletadas aleatoriamente depois da última adição de água e completa homogeneização do concreto e dentro do intervalo de descarga de 15% e antes de completar a descarga de 85% do volume total da betonada

Cada exemplar de concreto deve ser constituído de dois corpos de prova, moldados conforme a “NBR 5738:2015 - Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova”, para cada idade de rompimento, tomando-se como resistência o maior valor dos dois valores no ensaio de resistência à compressão, realizado conforme a NBR 5739:2018.

3 | METODOLOGIA DA PESQUISA

Para o desenvolvimento da pesquisa foram acompanhadas as concretagens de quatro obras na cidade de Frederico Westphalen, denominadas Obras A, B, C e D respectivamente, nas quais eram empregados concreto usinado fornecido por 2 empresas da cidade, denominadas respectivamente de Empresa X e Empresa Y. Tais nomenclaturas foram adotadas para evitar a exposição das obras e empresas, mantendo desta maneira o seu anonimato.

Primeiramente foi realizado o acompanhamento do recebimento do concreto dosado em central, verificando nas notas fiscais de todos os caminhões o horário de saída da central dosadora e horário de chegada no canteiro de obra, anotando-os posteriormente em uma planilha de controle, juntamente com o horário de início e fim de cada descarga. Tais dados foram coletados com o intuito de verificar se eram atendidos os aspectos exigidos pela NBR 7212:2012, como tempo máximo de deslocamento de 1,5 horas até o canteiro de obra e de 2,5 horas entre o intervalo da primeira adição de água até o lançamento do concreto.

Antes do início da descarga de todos os caminhões foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone (“slump test”), seguindo as diretrizes da ABNT NM 67:1998, para a verificação da consistência do concreto no estado fresco, analisando se este encontrava-se com trabalhabilidade adequada para seu lançamento nas formas ou se seu

abatimento deveria ser corrigido com adição suplementar de água. Verificando também a aceitação ou rejeição do concreto no estado fresco, conforme determina a NBR 12655:2015.

Posteriormente foi acompanhado o início da concretagem aguardando a descarga de pelo menos 15% do volume total de concreto para a coleta das amostras dos concretos e antes da descarga de 85% do volume. As amostras foram coletadas no final da tubulação de bombeamento em uma única porção em um recipiente adequado.

Após a coleta, cuidando para que não fosse ultrapassado o tempo máximo de 15 minutos, foram moldados 4 corpos de prova para cada caminhão de concreto os quais, seguindo as diretrizes da NBR 5738:2015, foram moldados em moldes cilíndricos de aço com diâmetro de 100 mm e altura igual ao dobro do diâmetro devidamente revestidos interiormente por uma camada fina de óleo vegetal, sendo adensados manualmente em 2 camadas com o uso de uma haste metálica, aplicando-se 12 golpes por camada.

Ao final da moldagem, os corpos de prova foram armazenados no local onde permaneceram pelo período de 24 horas, durante sua cura inicial. Sendo dois deles armazenados em local protegido das intempéries climáticas e os outros dois em local próximo a concretagem, recebendo as mesmas condições de exposição dos elementos concretados.

Durante o processo de concretagem foi realizada a rastreabilidade do concreto, de acordo com o estabelecido na NBR 12655:2015, onde, com o auxílio da planta de forma das lajes concretadas e de lápis de cores diferentes foram mapeados os locais onde foram lançados cada lote de concreto, possibilitando posteriormente, que em caso de falha na resistência de alguns dos lotes de concreto, saiba-se o local exato onde foram lançados.

Passadas 24 horas da concretagem, os corpos de prova que permaneceram expostos as intempéries climáticas, foram desmoldados e armazenados sobre as lajes concretadas, conforme ilustrado na Figura 3, recebendo a mesma cura e exposição dos elementos concretados por no mínimo 21 dias, sendo posteriormente levados ao laboratório onde foram submetidos ao ensaio de compressão axial. Os outros dois corpos de provas foram levados ao Laboratório de Materiais e Construção Civil – LMCC da URI, Campus de Frederico Westphalen logo após serem desmoldados, onde foram submetidos a cura em água saturada com cal a (23 ± 2) °C até o momento do ensaio.

Aos 28 dias de idade os corpos de prova foram submetidos ao ensaio e compressão axial, normatizado pela NBR 5739:2018, onde inicialmente a base e o topo dos corpos de prova foram retificados por desgaste mecânico, em máquina especialmente adaptada para a função. Posteriormente os corpos de prova foram posicionados adequadamente no equipamento de ensaio, onde foram submetidos a uma carga de compressão axial uniforme e sem choques, a uma velocidade fixada entre 0,3 a 0,8 MPa. Ao final, o valor da resistência foi obtido dividindo-se a carga de ruptura pela área transversal do corpo-de-prova.

Finalizado o ensaio de compressão axial, foi adotado o método de controle por amostragem total (100%), especificado pela NBR 12655:2015. Onde o valor adotado como

resistência característica a compressão axial de cada caminhão, foi o maior valor dentre os dois corpos de prova moldados. Posteriormente, os valores de $f_{ck,est}$ dos concretos curados em solução saturada de hidróxido de cálcio a $(23 \pm 2) ^\circ C$, $f_{ck,est}$ dos concretos curados em obra e o f_{ck} de projeto foram comparados graficamente. Verificando se os valores de $f_{ck,est}$ atendiam o valor de f_{ck} de projeto e dessa maneira, conforme a NBR 12655:2015 podiam ser aceitos ou deveriam ser rejeitados.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Verificação das diretrizes da NBR 12655:2015

Durante o acompanhamento da concretagem em todas as obras analisadas no presente trabalho, verificou-se que em nenhuma delas eram adotados os procedimentos preconizados pela NBR 12655:2015 para o recebimento e aceitação do concreto. Sendo a realização dos ensaios de consistência e compressão axial, previstos pela norma para o controle tecnológico dos concretos empregados, efetuados pela primeira vez com o desenvolvimento do presente trabalho.

Nota-se desta maneira, o descumprimento por parte do proprietário e responsável técnico da obra, no que diz respeito às suas atribuições e responsabilidades. Conforme estabelecido pela norma, cabem a eles as responsabilidades pela garantia de seu cumprimento, o recebimento e aceitação do concreto, armazenando pelo prazo de cinco anos toda documentação comprobatória da qualidade do concreto (relatórios de ensaios, laudos e outros).

4.2 Coleta de dados e análise

Obra A

Na obra A foram acompanhadas duas concretagens, a primeira no dia 05/06/2018 onde foi acompanhada a concretagem da laje do quarto andar e no dia 08/06/2018 a concretagens dos pilares deste mesmo andar, o concreto empregado foi fornecido pela empresa X. Onde nas respectivas datas foram coletados os dados demonstrados na Tabela 1 e a rastreabilidade do lançamento dos concretos pode ser verificada na Figura 1.

| Informações Coletadas | Data da Concretagem | | | |
|---|------------------------------|-------|------------|-------|
| | 05/06/201 | | 08/06/2018 | |
| | Identificações dos Caminhões | | | |
| | C1 | C2 | C3 | C1P |
| Horário saída da central (horas: minutos) | 12:39 | 13:37 | 15:18 | 09:36 |
| Horário chegada na obra (horas: minutos) | 13:00 | 14:07 | 15:35 | 10:03 |
| Abatimento (mm) | 17,5 | 14,5 | 12,0 | 8,0 |
| Horário início da descarga (horas: minutos) | 13:20 | 14:40 | 15:47 | 10:40 |
| Horário fim da descarga (horas: minutos) | 14:40 | 15:40 | 16:30 | 12:30 |
| Adição de água (litros) | - | - | - | 50 |
| Novo Slump (mm) | | - | - | 140 |

Tabela 1. Dados Coletados na Obra A

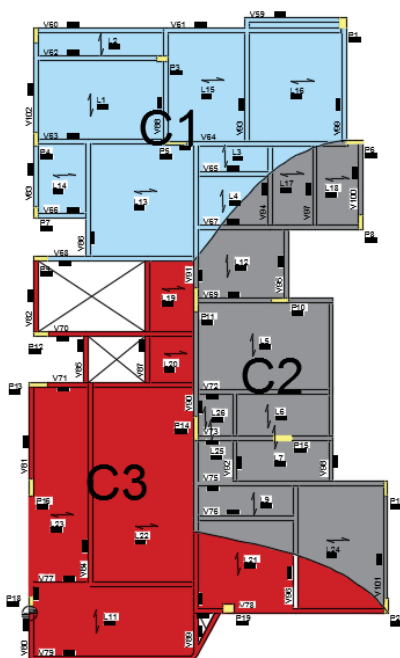


Figura 1 – Rastreabilidade

Obra B

Na Obra B foi acompanhada a concretagem da primeira laje, do Edifício Comercial e Residencial de 5 pavimentos no dia 31/08/2018, sendo empregado o concreto fornecido pela empresa Y. Os dados coletados estão expostos na Tabela 2 e a rastreabilidade na Figura 2.

| Informações Coletadas | Identificação dos Caminhões | | |
|--|-----------------------------|-------|-------|
| | C1 | C2 | C3 |
| Horário saída da concreteira (horas:minutos) | 12:34 | 13:10 | 14:32 |
| Horário chegada na obra (horas:minutos) | 13:07 | 13:40 | 15:07 |
| Abatimento (mm) | 140 | 100 | 130 |
| Horário início da descarga (horas:minutos) | 13:16 | 13:45 | 15:10 |
| Horário fim da descarga (horas:minutos) | 13:38 | 14:40 | 15:38 |
| Adição de água (litros) | | 50 | |

Tabela 2. Dados coletados da Obra B

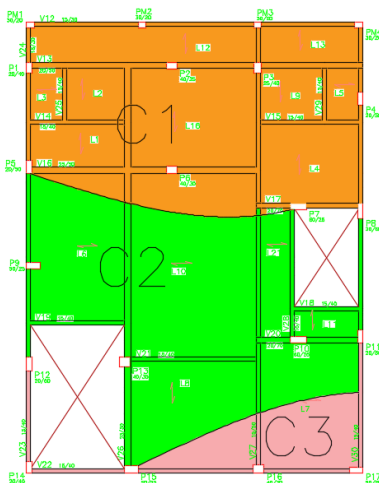


Figura 2 – Rastreabilidade

Obra C

Na obra C a concretagem acompanhada foi a da primeira laje da edificação residencial de 2 pavimentos, no dia 08/09/2018 sendo empregado o concreto fornecido pela Empresa Y. Os dados coletados podem ser verificados na Tabela 3 e a rastreabilidade na Figura 3.

| Informações Coletadas | Identificação do caminhão | |
|--|---------------------------|-------|
| | C1 | C2 |
| Horário saída da concreteira (horas:minutos) | 07:02 | 08:45 |
| Horário chegada na obra (horas:minutos) | 07:28 | 09:05 |
| Abatimento (mm) | 140 | 110 |
| Horário início da descarga (horas:minutos) | 07:32 | 09:10 |
| Horário fim da descarga (horas:minutos) | 08:20 | 10:00 |
| Adição de água (litros) | 75 | - |
| Novo Abatimento (mm) | 170 | - |

Tabela 3. Dados Coletados na Obra C

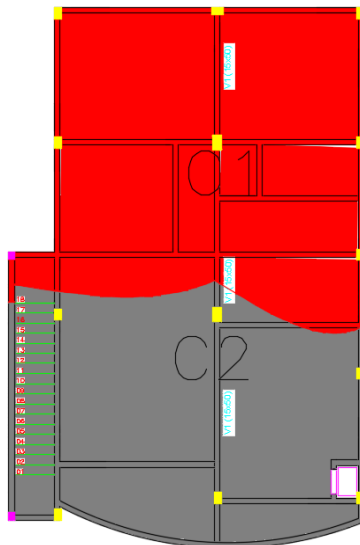


Figura 3 – Rastreabilidade

Obra D

A concretagem acompanhada foi a da sétima laje do Edifício Residencial, no dia 12/09/2018, sendo o concreto empregado fornecido pela empresa Y, o qual, foi solicitado pelo construtor com f_{ck} de 30 MPa e Slump de 140 mm(± 20). Os dados coletados durante o acompanhamento da concretagem estão expostos na Tabela 4 abaixo e a rastreabilidade na Figura 4.

| Dados | Identificação dos Caminhões | | | | |
|--|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 |
| Horário saída da concreteira (horas:minutos) | 12:49 | 13:59 | 14:37 | 14:47 | 15:36 |
| Horário chegada na obra (horas:minutos) | 13:09 | 14:18 | 14:50 | 15:15 | 15:55 |
| Abatimento (mm) | 150 | 170 | 150 | 180 | 140 |
| Horário início da descarga (horas:minutos) | 13:37 | 14:21 | 15:07 | 15:20 | 15:56 |
| Horário fim da descarga (horas:minutos) | 14:19 | 14:46 | 08:20 | 15:55 | 16:37 |
| Adição de água (litros) | - | - | 75 | - | - |
| Novo Abatimento mm) | - | - | 170 | - | - |

Tabela 4. Dados Coletados da Obra D

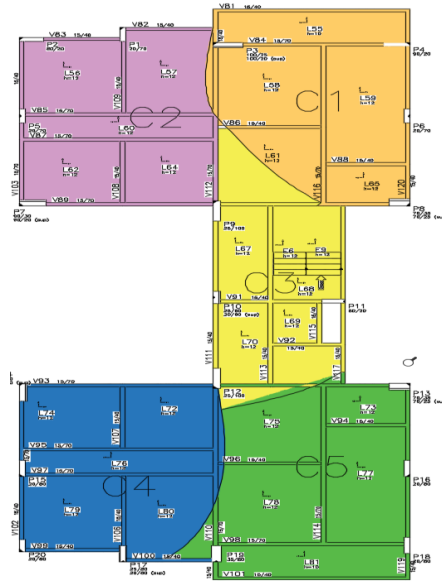


Figura 4 – Rastreabilidade

4.3 Resultados dos ensaios de recebimento e aceitação do concreto

4.3.1 Ensaio de Consistência

No Gráfico 1 são apresentados os valores resultantes da realização ensaio de abatimento de cone (*Slump test*), seguindo as diretrizes da NM 67 para a aceitação do recebimento do concreto no estado fresco conforme determina a NBR 12655:2015.

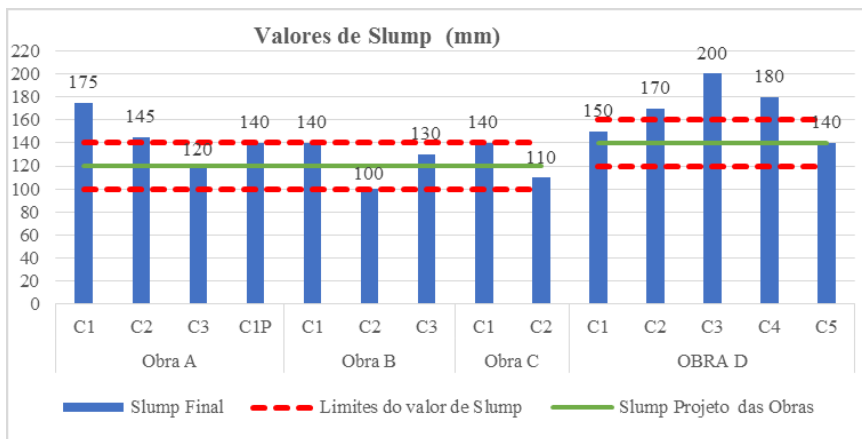


Gráfico 1 - Resultados obtidos com a realização do ensaio de abatimento de tronco de com (*slump test*)

Dentre as obras analisadas a única que especificou a consistência do concreto foi a obra D, na qual o mesmo foi solicitado um abatimento de 140 mm (± 20 mm). Nas demais a escolha do valor da consistência ficou a cargo das empresas fornecedoras, sendo adotado por ambas o valor de 120 (± 20 mm).

Conforme pode ser verificado no Gráfico 1 os valores de Slump dos caminhões C3 e C1P da Obra A, todos os caminhões analisados na obra B e C e os caminhões C1 e C5 da obra 5 encontravam-se dentro dos limites inferiores e superiores do Slump de projeto e desta maneira conforme determina a NBR 12655:2015 poderiam ser aceitos.

Já os valores de Slump dos caminhões C1 e C2 da Obra A, C2, C3 e C4 da Obra D, encontravam-se acima dos limites estabelecidos e de acordo com o estabelecido pela norma NBR 12655:2015 deveriam ter sido rejeitados. Nota-se desta maneira que a empresa Y mantém um maior controle na consistência dos concretos fornecidos.

4.3.2 Ensaio de resistência à compressão axial

O Gráfico 2 demonstra os resultados das resistências característica à compressão estimada ($f_{ck,est}$) dos concretos curados em obra e em laboratório no Laboratório.

Onde a Obra A não apresenta resultados para a cura realizada em obra porque na data em que ocorreu a concretagem ainda não havia sido determinada a realização de tal procedimento.

A partir da análise dos resultados observou-se que todos os corpos de prova submetidos a cura em laboratório, apresentaram resultados satisfatórios atendendo ao F_{ck} solicitado e desta maneira podendo ser aceitos conforme determinado pela NBR 12655:2015.

Resultados estes semelhantes aos encontrados nos estudos de casos realizados na cidade de Goiânia por Arantes e Vaz (2014) e Braz, Magalhães Filho e Zalaf (2014) onde todos os concretos empregados também obtiveram valores em conformidade com o f_{ck} de projeto. Já no trabalho realizado por Pedrosa (2016) para os concretos moldados *in loco* 3 das 12 amostras apresentaram valores abaixo do F_{ck} de projeto.

Gráfico 1 - Resultados obtidos com a realização do ensaio de abatimento de tronco de com (*slump test*)

Os corpos de prova submetidos às mesmas condições de exposição e cura que os elementos concretados na obra, com exceção do Caminhão 1 da Obra B, apresentaram uma queda média de 7,45% na sua resistência a compressão axial. Como consequência da diminuição dos valores de resistência o Caminhão 3 da Obra B apresentou o valor de F_{ck} , *estm* inferior ao de projeto. Desta maneira, destaca-se a importância não apenas da realização do controle de recebimento e aceitação do concreto nas obras, como do controle de qualidade do todo da obra, pois a cura inadequada pode resultar em um concreto com resistência à compressão axial desconforme.

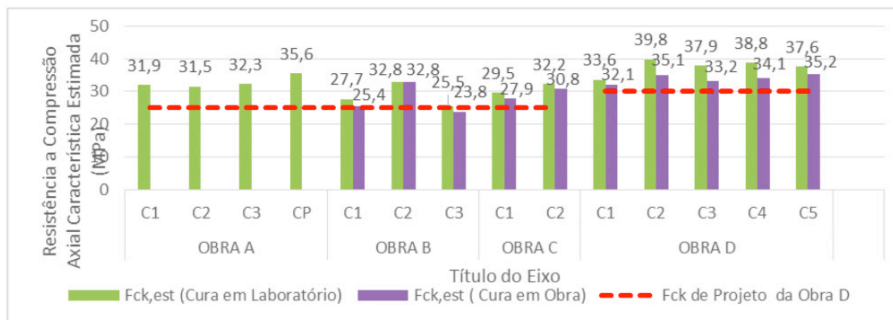


Gráfico 2 - Resistências característica à compressão estimada (fck,est)

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com a realização do presente trabalho verificou-se a ausência do atendimento a NBR 12655:2015 em todas as obras analisadas, demonstrando a realidade encontrada em grande parte das obras de pequeno e médio porte na cidade de Frederico Westphalen, onde a realização de ensaios para a verificação da qualidade do concreto fica restrita apenas as empresas fornecedoras de concreto.

Notou-se também a desconformidade no valor de Slump dos concretos fornecidos pela empresa X, onde 4 dos 8 caminhões empregados nas obras apresentaram valor de Slump superior ao de projeto e deveriam ter sido rejeitados. Já referente ao ensaio de resistência a compressão axial, todos os valores de $F_{ck,est}$ dos concretos submetidos a cura em laboratório, seguindo as diretrizes da norma, obtiveram resultados satisfatórios atendendo ao F_{ck} de projeto.

No entanto no comparativo entre os valores de $F_{ck,est}$ dos corpos de prova curados em laboratório e os submetidos a cura em obra verificou-se a redução média de 7,45% no valor de $F_{ck,est}$, e desta maneira o valor de $F_{ck,est}$ do Caminhão 3 da Obra B ficou abaixo do F_{ck} de projeto.

Outro aspecto, observado em desconformidade com estabelecido pela norma NBR 12655:2015, foi a ausência de especificação por parte das obras nas características do concreto pois com exceção da Obra D, as demais obras realizaram o pedido contemplando apenas o valor de F_{ck} .

Quanto as diretrizes estabelecidas pela NBR 7212:2012 verificou-se a ocorrência de adição suplementar não permitida em todas as obras, não sendo em nenhuma delas o procedimento anotado no documento de entrega pelos funcionários conforme determinado pela norma.

Observa-se portanto que o controle tecnológico na cidade de Frederico Westphalen tem apresentado resultados abaixo do esperado e determinado nas normas correspondentes, sendo negligenciado pelos profissionais responsáveis e consequentemente pelos proprietários das obras.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR 12655: **Concreto de Cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação- Procedimento**. Rio de Janeiro: 2015

_____. NBR NM 33/1998: **Amostragem do Concreto Fresco**. Rio de Janeiro, 1998.

_____. NBR 7212/2012: **Execução de concreto dosado em central – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2012.

_____. NBR 5738/2015: **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2015.

_____. NBR 5739/2018: **Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2015.

_____. NBR 6118/2014: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio De Janeiro. RJ, 2014.

AMBROZEWICZ, P. H. L., **Materiais de Construção**. 1 Ed. São Paulo. PINI,2012.

MARTINS, A. S. F. S; MAIA FILHO, H. M. Vetor. **Verificação da Resistência do Concreto In Loco: Métodos de Ensaio Mais Usuais, Rio Grande**, v 25, n 2, p 25-40,2015. Disponível em:< <https://periodicos.furg.br/vetor/article/view/4794/4205>. Acesso em 5 de abril de 2020

NEVILLE, A. M; BROOKS, J.J. **Propriedades do Concreto**. 5. Ed. Porto Alegre: Bookmam, 2016.

PEDROSA, M. L. C. **Controle de qualidade e rastreabilidade para concreto moldado in-loco para habitações de interesse social**.2016, 74 f. Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.

BRAZ, T.C; MAGALHÃES FILHO, S. R; ZALAF, R. S. **Estudo do controle tecnológico e recebimento do concreto em obra**, 2014, 91f. Monografia (Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

ARANTES, G.M; VAZ, F.H.B. **Controle e qualidade no recebimento de concreto dosado em central, 2014, 66f**. Monografia (Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

CAPÍTULO 5

APLICAÇÃO DA GESTÃO DE RESTRIÇÕES COM USO DE TECNOLOGIA E MELHORIA CONTÍNUA EM UMA CONSTRUTORA

Data de aceite: 01/06/2021

Data de submissão: 06/03/2021

Izadora Zanella Scariot Costenaro

Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis - SC
<http://lattes.cnpq.br/2478504618929001>

Maria Luiza Malkowski

Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis - SC
<http://lattes.cnpq.br/0007289900945410>

Fernanda Fernandes Marchiori

Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis - SC
<http://lattes.cnpq.br/5379761003982336>

Ramon Roberto Deschamps

Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis - SC
<http://lattes.cnpq.br/9606252477206787>

RESUMO: Baseando-se nos princípios da filosofia Lean e de Planejamento e Controle da Produção (PCP) foi desenvolvido um estudo de caso em uma construtora de médio porte de Florianópolis, cujo objetivo foi analisar a aplicação da gestão de restrições no planejamento de médio prazo com uso de tecnologias inovadoras e conceitos de melhoria contínua. Inicialmente, analisou-se a implementação dos conceitos de planejamento já utilizados pela construtora. Evidenciou-se, a necessidade do controle de restrições para proteger a produção, reduzir variabilidade e

garantir estabilidade da produção. Contudo, após a aplicação de alguns ciclos do procedimento, observou-se ainda que era necessário a utilização de ferramentas que permitissem maior envolvimento das equipes e que promovessem maior clareza e produtividade na gestão de restrições. Sendo assim, fez-se o uso de ferramentas de tecnologia da informação para obter a gestão visual do processo, aumentando a comunicação da empresa, facilitando as tomadas de decisão e, em um segundo momento, atrelando essa visão automaticamente ao planejamento das obras. Concluiu-se que o método aplicado no planejamento de médio prazo conseguiu garantir estabilidade produtiva, cumprimento de prazos, aumento da produtividade e comunicação fossem alcançados.

PALAVRAS-CHAVE: Planejamento de médio prazo. Restrições. Melhoria contínua. Tecnologia.

APPLICATION OF CONSTRAINTS MANAGEMENT USING TECHNOLOGY AND CONTINUOUS IMPROVEMENT IN A CONSTRUCTION COMPANY

ABSTRACT: Based on the principles of Lean philosophy and Production Planning and Control, a case study was developed in a medium-sized construction company in Florianópolis, whose objective was to analyze the application of constraints management in medium-term planning with use of innovative technologies and continuous improvement concepts. Initially, the implementation of the planning concepts already used by the construction company was analyzed. It became evident the need of controlling constraints to protect production,

reduce variability and guarantee production stability. However, after applying some cycles of the procedure, it was also observed that it was necessary to use tools that would allow greater involvement of the teams and that would promote greater clarity and productivity in the management of constraints. Therefore, innovative technological tools and agile methodologies were used to obtain the visual management of the process, increasing the company's communication, facilitating decision making and, in a second moment, automatically linking this vision to the planning. It was concluded that the applied process meant that the principles of Lean Construction in medium-term planning was improved, generating positive results of productive stability, respected deadlines, increasing productivity and communication.

KEYWORDS: Medium-term planning. Constraints. Continuous improvement. Technology.

1 | INTRODUÇÃO

O setor da Construção Civil conta com variáveis que podem afetar o seu desempenho e qualidade. Com o objetivo de melhorar o controle sobre os processos produtivos e atender às normas e especificações técnicas, vários sistemas de gestão de qualidade e processo foram desenvolvidos por volta dos anos 80. Contudo, a filosofia da Gestão da Qualidade Total (*Total Quality Management – TQM*) atende parcialmente os problemas do setor construtivo, pois não contempla questões relacionadas à eficiência e eficácia do sistema de produção e questões da própria indústria construtiva (FORMOSO, 2002). Desde os anos 90, estudos foram realizados com o objetivo de adaptar conceitos e princípios gerais da área de Gestão da Produção às peculiaridades do setor da construção civil, sendo à adaptação dos princípios de *Lean Production* (Produção Enxuta) à construção, denominada de *Lean Construction*. Esses estudos também demonstraram a importância do planejamento e controle da produção (PCP) no ambiente da construção civil (BALLARD, 2000; FORMOSO, 2002; KOSKELA, 1992).

Akkari (2003) afirma que as incertezas relacionadas aos processos construtivos são negligenciadas e parte das empresas não considera o planejamento e controle de produção um processo gerencial, guiando a execução de suas obras por um planejamento informal. Para sanar essas negligências e reduzir a variabilidade dos processos, o planejamento é dividido em diferentes níveis hierárquicos: longo, médio e curto prazo. O planejamento de médio prazo (PMP), foco deste artigo, também conhecido como *Lookahead Planning System* (LPS), possibilita conectar as metas de longo prazo com aquelas designadas no curto prazo (AKKARI, 2003).

Ballard et al. (2000) e Salem et al. (2006) apontam que com uso de técnicas de remoção de restrições e maior comprometimento de todos os envolvidos no planejamento pode-se chegar a um índice de PPC (Percentual de Planejamento Concluído) maior e mais estável ao longo da obra. Diante dessa realidade, o objetivo do presente artigo é: analisar e evidenciar que a aplicação da gestão de restrições no planejamento de médio prazo com uso de tecnologias inovadoras impacta positivamente na estabilidade da produção e aumento de previsibilidade de curto prazo.

2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para promover melhorias no fluxo produtivo, Coelho e Formoso (2003) e Salem et al. (2006) destacam a importância de apresentar diretrizes de execução e implementação do PMP. Visto que um dos principais objetivos do plano de médio prazo é a proteção da produção e a integração do longo e curto prazo (AKKARI, 2003). Seguindo os princípios de Lean, utiliza-se a metodologia de linhas de balanceamento no longo prazo, que tem como vantagem a possibilidade de nivelamento de recursos de acordo com ritmos de produção constantes (ASSUMPÇÃO, 1996).

No médio prazo, permite-se a proteção da produção através do *Last Planner System* (LPS), com a identificação de restrições relacionadas a cada pacote de trabalho, e por consequência, realizar a sua gerência e remoção para ter fluxos de trabalho ininterruptos (BALLARD E TOMMELEIN, 2016). Coelho e Formoso (2003) ressaltam a importância de se considerar como restrição todas as variáveis que podem vir a interromper o fluxo de produção contínua e causar desperdícios. E ainda, determinar *lead times* precisos para cada restrição. De acordo com Ballard (2000), *lead time* é o tempo entre o momento do pedido do cliente até a chegada do produto a ele. Entende-se como cliente, o cliente interno da obra que são os colaboradores da empresa.

Na perspectiva da melhoria contínua, Ballard e Tommelein (2016) constatam que outra função do LPS é estabilizar a operação para melhorias futuras, individuais ou de todo o processo, e dessa forma, identificar e corrigir erros cometidos e aumentar a produtividade. A produtividade, a eficiência e o cumprimento do planejamento é analisada com o PPC, que é o quociente do número de atividades finalizadas pelo número total de atividades planejadas (BALLARD, 2000).

3 | MÉTODO DA PESQUISA

O presente artigo trata de um estudo de caso com a aplicação de conceitos de melhoria contínua e tecnologia de informação na gestão de restrições de obras de uma construtora da região de Florianópolis. Para escolha da empresa, também se levou em consideração a disposição da construtora em realizar mudanças e disponibilizar os dados para a realização dos trabalhos. A construtora analisada, inicialmente, já aplicava conceitos e ferramentas baseados na filosofia *Lean* e no Planejamento e Controle da Produção. Os cronogramas de longo prazo das obras são elaborados através da linha de balanceamento. Já o acompanhamento do curto prazo se dá através de reuniões semanais onde as equipes da obra planejam as atividades da semana vigente e analisam o cumprimento do cronograma do período anterior, o que é medido através do indicador PPC. Contudo, a construtora observou que existia uma lacuna no Plano de Médio Prazo (PMP) e como consequência tinha-se grande variabilidade e instabilidade na produção. Na Figura 1 está

apresentado o fluxograma do método de pesquisa.

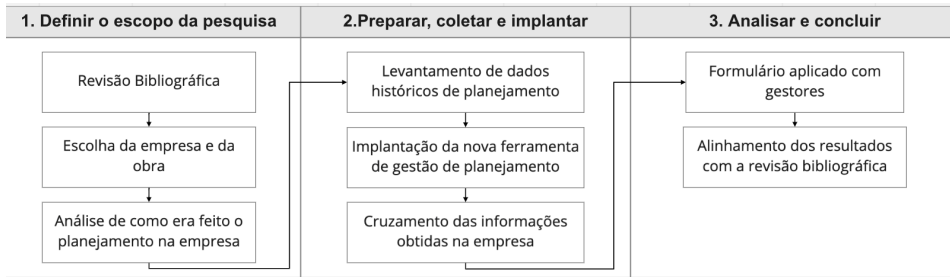


Figura 1 - Fluxograma do método de pesquisa

Fonte: Os autores

Após a revisão bibliográfica, foi feita a coleta de dados históricos de planejamento: o de longo prazo era realizado através de software¹ com aplicação de linha de balanceamento; o gerenciamento de restrições, por meio de planilhas eletrônicas e software de gestão colaborativa²; o PPC, por meio de planilhas eletrônicas³. A análise da eficiência do planejamento antes e depois da nova ferramenta foi feita através de um formulário aplicado aos gestores de engenharia e arquitetura para avaliar o que mudou após esta implementação. E para finalizar, a partir dos resultados do estudo de caso foram validadas as hipóteses levantadas na revisão bibliográfica.

4 | PROCESSO DE IMPLANTAÇÃO DA GESTÃO DE RESTRIÇÕES DO PMP

Na Figura 2, estão apresentados os passos de como foi o processo de implantação da gestão das restrições do PMP e em quais etapas foram aplicadas.

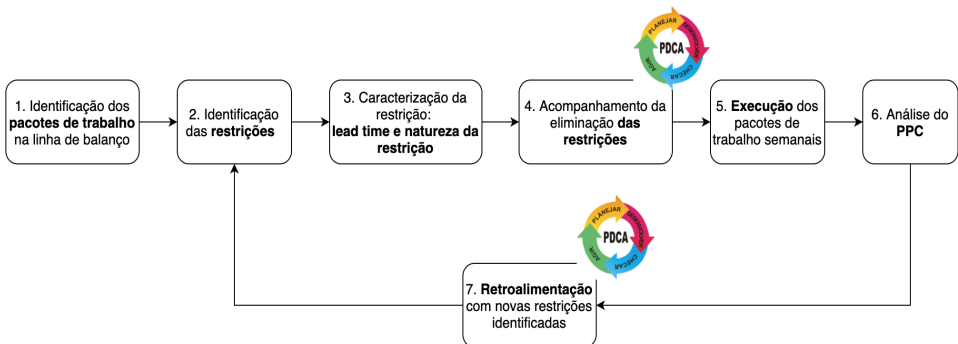


Figura 2 - Fluxograma do processo de gestão de restrições

Fonte: Os autores

1 Prevision.

2 Trello.

3 Microsoft Excel.

4.1 Identificação dos pacotes de trabalho na linha de balanceamento

O primeiro passo foi identificar os pacotes de trabalho da linha de balanceamento (Figura 3) que havia sido elaborada para o cronograma de longo prazo.

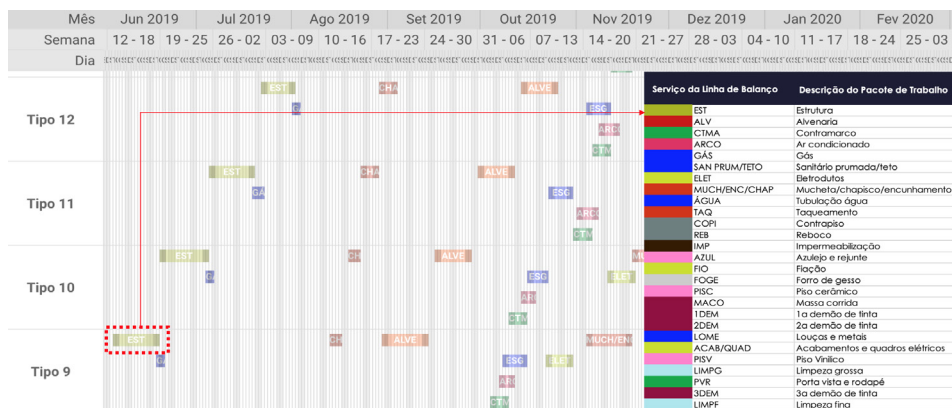


Figura 3 - Parte da linha de balanceamento e pacotes de trabalho de uma obra

Fonte: Os autores

4.2 Identificação das restrições

As restrições foram identificadas através de um processo colaborativo envolvendo membros das diferentes áreas da empresa (encarregados, empreiteiros, engenheiros, responsáveis de compras, gestores de qualidade, técnicos de segurança e diretores) e cadastradas em uma planilha eletrônica (Tabela 1).

| Pacotes de trabalho | Restrição | Etiqueta | Responsável | Lead time |
|---------------------|---|---------------------|-------------|-----------|
| Estrutura | Estudar o projeto de ar condicionado (passagens em vigas) | Arquitetura | X | 30 |
| | Solicitar o Projeto de Proteções Coletivas | Arquitetura | X | 15 |
| | Verificar qual andar vai malha de aterramento | Obra | Y | 5 |
| | Solicitar o Projeto de Proteções Coletivas | Arquitetura | Y | 15 |
| | Quantificar ganchos PPCI e manutenibilidade | Segurança | Y | 30 |
| | Comprar ganchos para PPCI e manutenibilidade | Compras / Contratos | Z | 15 |

Tabela 1 - Lista de restrições e respectivas naturezas identificadas

Fonte: construtora via planilha eletrônica

4.3 Caracterização das restrições

As naturezas das restrições identificadas pela construtora foram: comprar materiais, contratar mão de obra, ter equipamentos adequados, definir o método construtivo, prever questões de segurança, ter os projetos finalizados e definir logística. A seguir foram identificados os *leads times* de cada restrição a fim de proteger a produção.

4.4 Acompanhamento da eliminação das restrições

Foram realizadas reuniões para alinhar o cronograma de médio prazo, analisar e eliminar as restrições com a equipe envolvida a nível tático, garantindo assim: a formalização do PMP, a tomada de decisões participativa, a mitigação do risco de ruídos e a exposição dos problemas o mais cedo possível. Nas reuniões mensais de PMP foram analisados os pacotes de trabalho e as restrições em um horizonte de dois meses a frente (Figura 4) - produção puxada.

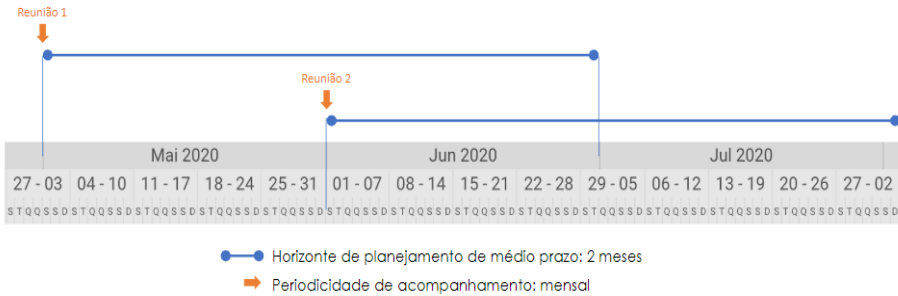


Figura 4 - Horizonte de planejamento de médio prazo

Fonte: Os autores

4.5 Uso de *software* no acompanhamento das restrições

Em um primeiro momento, a construtora fazia a gestão das restrições através de planilhas eletrônicas, as quais eram pouco colaborativas e eficientes. Diante disso, operacionalizou-se o conceito de *Just in Time*, o que se deu através de uma plataforma online colaborativa que utiliza a metodologia Kanban para o controle do fluxo de trabalho de forma puxada. Cadastraram-se as restrições nos cartões com seus respectivos responsáveis e os prazos a serem cumpridos (Figura 5).

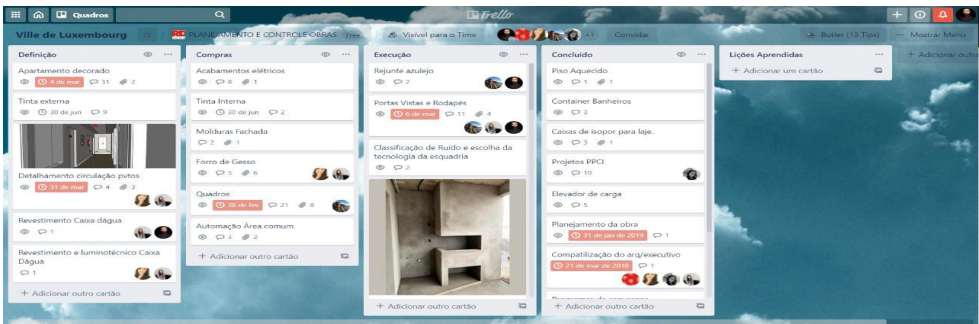


Figura 5 - Quadro de restrições da construtora

Fonte: construtora via *software de gestão colaborativa*

Apesar do uso deste *software* ser positivo, uma dificuldade ainda persistia, a descentralização das informações: as datas do cronograma da obra não estavam atreladas automaticamente com as datas de entrega das restrições dos cartões. Isso ocorria porque a linha de balanceamento era elaborada em um *software* e as restrições eram gerenciadas em outro. Assim, além de precisar gerenciar o uso de duas ferramentas, quando havia alterações no cronograma as restrições já estavam desatualizadas.

Aplicando novamente os conceitos de melhoria contínua, a construtora passou a fazer a gestão das restrições também dentro do software de planejamento (Figura 6).

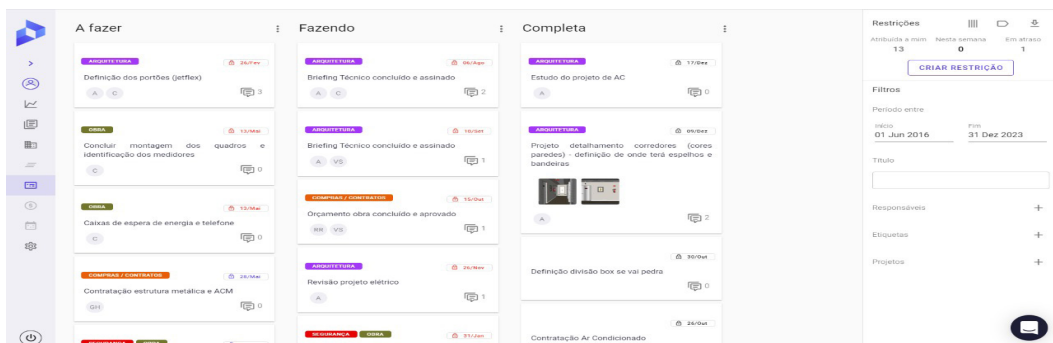


Figura 6 - Quadro de restrições da construtora

Fonte: construtora via *software de planejamento*

A partir de então, quando havia um replanejamento no cronograma da obra, as datas das restrições já eram reprogramadas automaticamente e um e-mail era enviado à pessoa responsável por remover a restrição, tornando assim o processo de produção puxado pelo cliente interno.

4.6 Retroalimentação com novas restrições

No decorrer da obra ainda foram identificadas novas restrições que impossibilitaram que algum serviço fosse executado. Dessa forma, nas reuniões mensais de médio prazo novamente os membros envolvidos em outras áreas da empresa identificam as restrições que não haviam sido levantadas anteriormente e impediram o fluxo contínuo do trabalho. E então, essas novas restrições passaram a retroalimentar o banco de dados da construtora como lições aprendidas.

5 | RESULTADOS

Após o uso da ferramenta integrada e os procedimentos implantados, aplicou-se um formulário para avaliar os resultados obtidos com as melhorias implantadas aos gestores da empresa, os quais foram unânimes em responder que: a nova sistemática é mais efetiva, os

processos ficaram mais transparentes e confiáveis e a tomada de decisões mais assertiva por ser participativa. Além disso, todos concordaram que a integração e comunicação entre os departamentos aumentou e os colaboradores estão mais engajados e comprometidos. Outro ponto de comum acordo destacado, foi a maior facilidade de gestão de equipes, pois as atividades do setor estão bem divididas e tem-se mais previsibilidade, colocando energia onde existe maior prioridade.

De acordo com o gerente de engenharia, apesar do uso do primeiro software online para gerenciamento de restrições já ter gerado resultados positivos, ainda era despendido muito tempo para alimentar as informações que estavam descentralizadas em mais de um software. Com o uso de um único software, além de ter mantido a gestão visual geral do fluxo de trabalho, ganhou-se mais eficiência e automatização dos processos.

Além disso, ao analisar o indicador PPC médio mensal, antes e após o uso de gestão de restrições, observa-se maior estabilidade da produção além de uma melhor performance, passando de uma média de PPC de 62% para 82% (Figura 7).

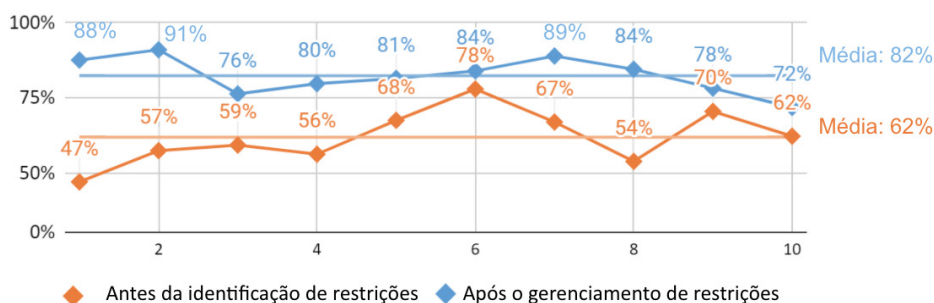


Figura 7 - Gráfico do PPC médio mensal analisado

Fonte: Os autores

Confirmando assim, o que Ballard et al. (2000) apontavam que com uso de técnicas de remoção de restrições e maior comprometimento de todos os envolvidos no planejamento pode-se chegar a um índice de PPC maior e estável ao longo das semanas de produção na obra.

6 | CONCLUSÃO

Diante do estudo realizado, conclui-se que o objetivo do artigo foi atingido, uma vez que, após a análise das respostas obtidas no questionário e nos indicadores analisados, a construtora passou a ter mais estabilidade na produção, reduzindo a variabilidade e garantindo melhor performance. Os resultados obtidos a partir da elaboração e acompanhamento do PMP e através da gestão das restrições em softwares adequados

geraram a proteção da produção e a integração do planejamento de longo e curto prazo. Um ponto importante para o êxito desta implantação é que a empresa já estava comprometida com o processo de melhoria contínua em outras áreas, bem como tinha disposição e vontade de realizar mudanças. Também conseguiu-se visualizar que, com a aplicação dos princípios de *Lean Construction* no PCP, o planejamento passou a ser mais assertivo, a gestão mais efetiva e a equipe mais produtiva.

REFERÊNCIAS

AKARRI, M.P.A. **Interligação entre o planejamento de longo, médio e curto prazo com o uso do pacote computacional MSPROJECT**. Dissertação (Mestre em Educação). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003.

ASSUMPÇÃO, J.F.P. **Gerenciamento de empreendimentos na construção civil: modelo para planejamento estratégico da produção de edifícios**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1996.

BALLARD, H. G. **The Last Planner System of Production Control**. School of Civil Engineering, Faculty of Engineering, The University of Birmingham, 2000.

BALLARD, H. G.; TOMMELEIN, I. **Current Process Benchmark for the Last Planner System**. University of California, Berkeley. 2016.

BERNARDES, M. M. S. FORMOSO, C. T. **Diretrizes para a avaliação de sistema de planejamento e controle da produção de micro e pequenas empresas de construção**. IX Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído Foz do Iguaçu – Paraná. 2002.

COELHO, H. O.; FORMOSO, C. T. **Planejamento e controle da produção em nível de médio prazo: funções básicas e diretrizes de implementação**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GESTÃO E ECONOMIA DA CONSTRUÇÃO, III, 2003, São Carlos, SP. Anais... São Carlos, 2003.

FORMOSO, C. T. **Lean Construction: princípios básicos e exemplos**. Construção Mercado: custos, suprimentos, planejamento e controle de obras. Porto Alegre, 2002.

KOSKELA, L. **Application of the New Production Philosophy to Construction**. Technical Report n.72. Center of Integrated Facility Engineering, Department of Civil Engineering, Stanford University, 1992.

SALEM, O.; SOLOMON, J.; GENAIDY, A.; MINKARAH, I. **Lean Construction: From Theory to Implementation**. JOURNAL OF MANAGEMENT IN ENGINEERING. American Society of Civil Engineers. Estados Unidos. 2006.

SANTOS, D. G.; HEINECK, L. F. M. **Atividades de produção que permitem a continuidade dos serviços de produção durante o processo construtivo de edificações: caracterização**. I CONFERÊNCIA LATINO-AMERICANA DE CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL / X ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUIDO, São Paulo, SP. 2004.

CAPÍTULO 6

CASA ECOLOGICAMENTE CORRETA SEUS BENEFÍCIOS E MALEFÍCIOS SE COMPARADO A CASA CONVENCIONAL

Data de aceite: 01/06/2021

Kevin Kaue Garcez

Faculdade de Ciências Sociais e Agrárias de Itapeva - FAIT

RESUMO: Este artigo tem como objeto mostrar os benéficos e malefícios em optar por uma construção ecologicamente correta. As construções ecologicamente corretas (sustentáveis), visam minimizar ao máximo os impactos ao meio ambiente e ao mesmo tempo ter um, retorno econômico atrativo. Dessa forma a procura pela eficiência dos materiais e a minimização dos resíduos é prioridade na execução de um projeto de construção sustentável. Dentro da engenharia civil, existem diversas técnicas para a realização de construções sustentáveis, desde a execução que se preocupa com os materiais selecionados de acordo com a proposta, ou seja, de matéria prima com procedência reciclável e renovável, (concreto reciclável, madeira de reflorestamento, entre outros), até mesmo o baixo consumo de energia e de água nas construções, gerando assim o mínimo de resíduos, que é ligado diretamente nos desperdícios dos materiais e na realização da obra.

PALAVRAS-CHAVE: Sustentável, Engenharia Civil.

ABSTRACT: Ecologically correct constructions (sustainable), vision to minimize as much as possible the impacts on the environment and

at the same time have an attractive, economic return. Thus, the search for the efficiency of materials and the minimization of waste is a priority in the execution of a sustainable construction project. Within the civil engineering, there are several techniques for the realization of sustainable constructions, from the execution that is concerned with the materials selected according to the proposal, i.e., raw material with recyclable and renewable origin, (recyclable concrete, reforestation wood, etc.), even the low consumption of energy and water in buildings, thus generating a minimum of waste, which is linked directly in the waste of materials and in the completion of the work.

KEYWORDS: Sustainable, civil Engineering.

INTRODUÇÃO

Vivemos um momento de mudanças econômicas e tecnológicas, onde cresce a preocupação com o meio ambiente. Sendo assim o mercado de tecnologias ambientais vem crescendo significativamente, aonde o número de construções e casas sustentáveis vem aumentando simultaneamente. Segundo dados do Green Building Council Brasil (GBC). O Brasil já é o quarto país com o maior número de obras certificadas por sustentabilidade no mundo, atrás apenas dos Estados Unidos, China e Emirados Árabes.

Ao realizar uma construção sustentável existem diversos benefícios, exemplo disso a valorização do seu imóvel, economia que

ela poderá render através dos anos e o mais interessante é que o custo dessas casas ecologicamente corretas é um pouco mais elevado se comparado às casas convencionais, porém, é muita economia com (água, luz, aquecedores, entre outros), que chega ser muito viável o investimento. Por isso, esse exemplo de casa tem se tornado muito comum nos dias de hoje.

Será comparado as vantagens e desvantagens de uma casa ecologicamente correta com uma convencional, se realmente compensa o investimento a mais, se sim, qual será o prazo para começar obter o retorno desse investimento.

MATERIAIS E METODOS

Captação de águas fluviais:

Na casa sustentável a água da chuva pode ser reutilizada de varias maneiras, porem a água fluvial deve ser separado em um encanamento destinado corretamente para área de limpeza, jardins e sanitários.

Para a instalação desse sistema de captação de água fluvial e necessário de calhas ao redor da cobertura, tubulações e filtros para filtrar pequenas sujeiras, (folhas, galhos de arvore, insetos).

Telhado verde:

O telhado verde além de disponibilizar um ganho de área extra na cobertura e um ótimo isolante térmico e acústico.

O telhado e dividido em seis camadas, primeira camada e laje que deve ser projetada para suportar o peso da vegetação, em seguida impermeabilização (feita por manta asfáltica), terceira, a camada drenante, em seguida a filtrante, substrato e por ultimo a vegetação.

Painel solar fotovoltaico:

A instalação de placas fotovoltaicas no telhado para gerar energia em todas áreas da residência a partir da energia solar.

E um investimento alto porem, muito viável, sendo que mesmo em época de pouca incidência solar o valor da sua conta de energia terá credits e descontos, por energia produzida ao decorrer dos meses.

Pouca geração de residuos:

A preocupação aqui e com a quantidade de resíduos que sua construção vai gerar, uma dica e investir em sistemas pré-fabricados, como concreto pré-moldado, estruturas metálicas. Desta forma evitando a montagem de formas de madeira e consequentemente diminuindo a quantidade de resíduos na obra se comparada a uma convencional.

Qualidade de vida:

A partir do momento que a pessoa opta por uma construção ecologicamente correta ela começa a ter posturas e hábitos mais saudáveis, que conseqüentemente interfere no seu bem estar, aumentando então sua produtividade e sua qualidade de vida.

Retorno financeiro:

O benefício que mais atrai as pessoas a aderir esse método de construção, e o retorno financeiro para o proprietário do imóvel, pois todos que iram construir estão preocupados com o investimento que iram fazer, ao saber que esse investimento pode trazer além de retorno financeiro e créditos com a empresa de energia, é um estilo de vida que vem se tornando cada vez mais comum nos dias de hoje, colaborando assim com o meio ambiente e com o futuro das novas construções.

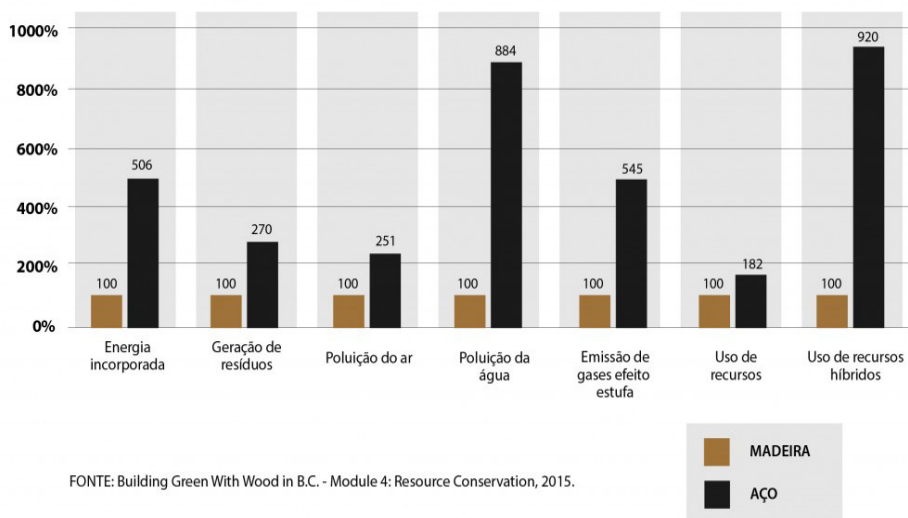
JUSTIFICATIVA

Todos que aderirem a este método de construção, além de estar se beneficiado dos benefícios que essa casa ecologicamente correta traz, esta fazendo a sua parte com cidadão consciente, porque o mais importante que tentar encontrar soluções eficazes para não agredir o meio ambiente, devemos repensar em soluções simples que estão ao nosso alcance e a escolha da construção sustentável e a melhor delas para quem esta pensando em construir ou reformar.

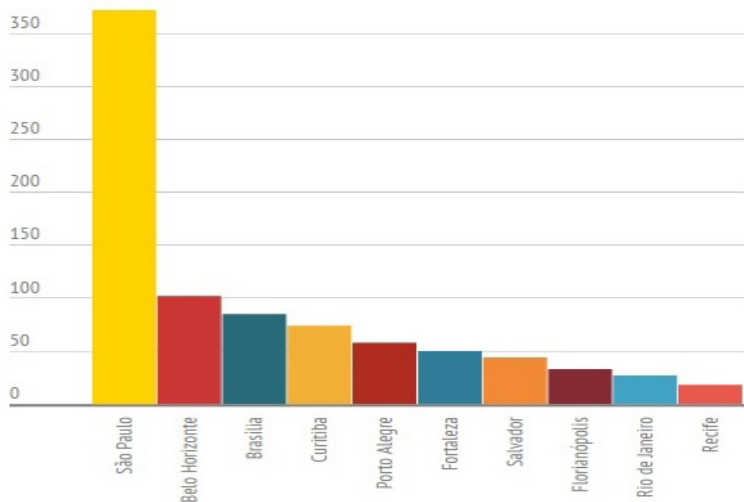
As vantagens são muitas como pode ser analisadas nesse artigo, porém as desvantagens ao optar por esse método de construção pode vir pelo mesmo caminho que as desvantagens, um exemplo disso pode ser uma grande área de iluminação ou vidraças que podem ao mesmo tempo trazer uma boa iluminação para o ambiente, como também pode trazer iluminação excessiva em dias mais ensolarados, por isso a orientação de um profissional na área é de extrema importância. O custo para esses cuidados que também costuma elevar o preço desse tipo de obra costuma ser visto como uma desvantagem para aqueles que planejam em construir uma casa ecologicamente correta.

No gráfico abaixo podemos identificar a quantidade de resíduos de uma construção ecologicamente correta se comparado a uma convencional. E no segundo gráfico a quantidade de entulho de construções convencionais por estado no Brasil.

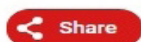
COMPARATIVO DE CONSERVAÇÃO DE RECURSOS EM RELAÇÃO A COM CONSTRUÇÃO EM AÇO



Estimativa de entulho produzido



Fonte: Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos.



Create infographics

infogr.am

CONCLUSÃO

Ao fazer esta comparação de benefícios e malefícios a qual se mostro que a casa ecologicamente correta além de ser um compromisso social nosso com o meio ambiente e o melhor custo benefício nos dias de hoje, levando em consideração a diferença de custo que varia de 15 mil a 25 mil de acordo com o tamanho da construção e do estilo da obra, se comparado a uma convencional. O custo revertido em lucro pode ser extraído em torno de 8 a 10 anos, variando de acordo com a região onde será instalada essa obra, sendo que a vida útil dos equipamentos varia de 25 anos a 30 anos. A viabilidade disso e que o custo se paga com 8 anos, representando 22 anos de energia limpa e gratuita para os proprietários desses imóveis.

REFERÊNCIAS

<https://oglobo.globo.com/economia/imoveis/o-custo-de-uma-casa-sustentavel-para-bolso-o-planeta-2908692>

<http://larverdelar.com.br/projetodecasasustentavel/>

<https://www.chavesnamao.com.br/decoracao/arquitetura/casa-sustentavel/>

<http://biblioteca.clacso.edu.ar/Brasil/dipes-fundaj/uploads/20121129023744/cavalcanti1.pdf#page=15>

<https://revistafae.fae.edu/revistafae/article/view/462>

<https://revistacasaejardim.globo.com/Casa-e-Jardim/Arquitetura/noticia/2017/10/casa-sustentavel-ecologicamente-correta-e-acessivel.html>

https://www.gbcbrasil.org.br/?gclid=Cj0KCQjw5rbsBRCFARIsAGEYRwdL_Y0kQRyEM9yFgkFH4esc3zC9TLJYC6Uzg7HEDW5c1gRk_NSnbYaAlbzEALw_wcB

<http://www.racional.com/Sustentabilidade/EngenhariaSustentavel/>

<https://blog.kisoltec.com.br/conheca-4-construcoes-sustentaveis-incriveis-da-engenharia/>

<https://www.esamc.br/noticia/Engenharia-sustentavel-para-um-mundo-mais-verde/>

https://www.alicerceejr.com/single-post/2019/05/05/REFORMA-IDEIAS-E-ALTERNATIVAS-NA-HORA-DE-CONSTRUIR-?gclid=Cj0KCQjw5rbsBRCFARIsAGEYRwfGDYd4DB-KmoT9AFf-Tx7rZUP0WrZIUdyemc2uMyWEMJt6ItlypVcaAnPuEALw_wcB

<https://noticias.universia.com.br/emprego/noticia/2016/05/13/1139466/engenharia-sustentavel-entenda-carreira-futuro.html>

<https://www.engenhasiasustentavel.com.br/>

CAPÍTULO 7

COEFICIENTES DE IMPACTO DINÂMICOS EM PONTES RODOVIÁRIAS: UMA AVALIAÇÃO DA NORMA BRASILEIRA EM RELAÇÃO AOS CÓDIGOS INTERNACIONAIS

Data de aceite: 01/06/2021

Data de submissão: 22/03/2021

Anselmo Leal Carneiro

Universidade Federal do Rio de Janeiro -
Campus Macaé, Engenharia Civil
Macaé - Rio de Janeiro
<http://lattes.cnpq.br/3303416737276543>

Túlio Nogueira Bittencourt

Universidade de São Paulo, Escola Politécnica
São Paulo – São Paulo
<http://lattes.cnpq.br/3548554171023581>

RESUMO: A consideração do impacto dinâmico dos veículos em movimento é de fundamental importância no projeto de uma ponte. As normas de projeto de pontes rodoviárias, em geral, tratam o efeito dinâmico de maneira simples, de modo a majorar a carga móvel de projeto por coeficientes de impacto. Este trabalho apresenta os coeficientes de impacto de diferentes códigos de projeto e, mediante uma análise comparativa, avalia os coeficientes de impacto da norma brasileira em relação aos coeficientes das normas internacionais. Verifica-se que, em geral, o coeficiente de impacto da NBR 7188 (2013) é ligeiramente conservador em relação aos coeficientes dos códigos internacionais.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes rodoviárias, coeficientes de impacto dinâmicos.

DYNAMIC IMPACT FACTORS OF HIGHWAY BRIDGES: ASSESSMENT OF BRAZILIAN STANDARD IN COMPARISON WITH INTERNATIONAL CODES

ABSTRACT: Consideration of the dynamic impact of moving vehicles is of fundamental importance in the bridge design. The design rules for highway bridges, in general, deal with the dynamic effect in a simple way, in order to increase the live load models by dynamic impact factors. This work presents the impact factors of different design codes and, through a comparative analysis, evaluates the impact coefficients of Brazilian standards in relation to international codes. It is found that, in general, the impact coefficient of NBR 7188 (2013) is slightly conservative in relation to the coefficients of international codes.

KEYWORDS: Highway bridges, dynamic impact factors.

1 | INTRODUÇÃO

Nos projetos de pontes é de fundamental importância o conhecimento da resposta da estrutura submetida ao impacto dos veículos em movimento. Essa resposta dinâmica depende de fatores como comprimento do vão, frequência natural da ponte, rugosidade do pavimento, desníveis em juntas estruturais, velocidade de tráfego, peso dos veículos, rigidez da suspensão, amortecimento da suspensão e densidade do tráfego. Para considerar o efeito dinâmico de maneira simples, as normas de projeto de pontes rodoviárias apresentam

coeficientes de impacto que visam majorar a carga móvel de projeto.

Este trabalho discute e compara os coeficientes de impacto normativos para projeto de pontes em aço e concreto do Brasil, Estados Unidos, Canada, China, Nova Zelândia, Austrália, Reino Unido, Japão, Coréia, África do Sul e código Europeu. Assim, avalia-se os coeficientes normativos do Brasil em relação àqueles presentes nos códigos estrangeiros de modo a fornecer subsídios para futuros trabalhos relacionados com análise dinâmica de pontes rodoviárias.

2 I COEFICIENTES DE IMPACTO DINÂMICOS

2.1 Coeficientes normativos no Brasil

A NBR 7188 (2013) apresenta dois coeficientes de impacto, sendo um deles o coeficiente de impacto vertical (CIV) e o outro o coeficiente de impacto adicional (CIA). A Tabela 1 apresenta esses coeficientes onde L , expresso em metros, é o vão ou o comprimento do balanço para estruturas em balanço. No caso de vãos contínuos considera-se a média aritmética dos vãos.

| CIV | CIA |
|---|---|
| $1 + 1,06 \left(\frac{20}{L + 50} \right) \leq 1,35$ | 1,25 para obras em concreto ou mistas 1,15 para obras em aço |

Tabela 1 – Coeficientes de impacto da NBR 7188 (2013)

A norma brasileira esclarece que o CIV amplifica a ação da carga estática (veículo tipo e carga distribuída) simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Esse coeficiente deve ser considerado no dimensionamento de todos os elementos estruturais da ponte, porém não simula e/ou elimina a necessidade de análise dinâmica nas estruturas sensíveis e/ou de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas. Além disso, para pontes com vãos acima de 200 m, deve ser realizado estudo específico para a consideração da amplificação dinâmica e definição do coeficiente de impacto vertical.

A norma explica que o CIA é destinado à majoração da carga móvel característica (veículo tipo e carga distribuída) devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento no caso de juntas de dilatação, extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo CIA. Do exposto, conclui-se que, no trecho especificado, o CIA é aplicado apenas para as lajes e transversinas (elementos estruturais que apresentam distância horizontal normal à junta).

A NBR 7188 (2013) apresenta ainda o coeficiente de número de faixas (CNF), dado por $1 - 0,05(n-2) > 0,9$, que é considerado para levar em conta a probabilidade da carga móvel ocorrer em função do número de faixas. Na expressão, n é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Ainda de acordo com a norma, o CNF não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas, etc.).

Os coeficientes mencionados, implementados na NBR 7188 (2013), substituem o coeficiente de impacto $\varphi = (1,4 - 0,007L) \geq 1$ presente na NBR 7187 (2003), onde L é o comprimento de cada vão teórico (em metros) do elemento carregado, qualquer que seja o sistema estrutural. Para cálculo de φ no caso de vãos desiguais, permite-se considerar um vão ideal equivalente à média aritmética dos vãos teóricos, desde que o menor vão seja igual ou superior a 70% do vão maior. Para cálculo de φ no caso de vigas em balanço, L é tomado igual a duas vezes o seu comprimento. O impacto φ não deve ser considerado na determinação do empuxo de terra provocado pelas cargas móveis e no cálculo de fundações.

2.2 Fator de impacto nos Estados Unidos

Nos Estados Unidos os fatores de impacto IM estão presentes na AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* e na AASHTO *LRFD Bridge Design Specifications*. O termo LRFD é referente a *Load and Resistance Factor Design*. McLean e Marsh (1998) esclarecem que ambos os documentos podem ser considerados no projeto de pontes. No entanto, as principais referências de projeto de pontes nos Estados Unidos se baseiam na AASHTO *LRFD Bridge Design Specifications*. Baker e Puckett (2013), Hartle *et. al.* (2003) e Wagdy *et. al.* (2003) são algumas referências.

A AASHTO LRFD (2012) *Bridge Design Specifications* esclarece que as cargas estáticas do caminhão padrão ou do tandem de projeto devem ser majoradas pelo coeficiente $1 + IM/100$, onde IM , dado na Tabela 2, independe do comprimento do vão da ponte. A norma reforça que não se aplica coeficiente de impacto à carga móvel distribuída. Para análise de elementos que constituem as juntas do tabuleiro o fator IM vale 75%. Em relação a versão de 2017 da AASHTO LRFD, observa-se em Dahlberg (2017) que não houve alteração nos fatores de impacto.

| Estado-Limite | IM |
|-------------------------|-----|
| Estado-limite de fadiga | 15% |
| Demais estados limites | 33% |

Tabela 2 – Fatores de impacto dos Estados Unidos - AASHTO LRFD (2012)

No caso de elementos enterrados, o referido código apresenta uma redução no fator de impacto em função da altura enterrada do elemento e não se considera amplificação

dinâmica para o dimensionamento de elementos de fundação completamente enterrados.

A AASHTO (2002) *Standard Specifications for Highway Bridges* apresenta a expressão $IM = [15,24/(L+38,10)] \leq 0,3$, onde L é o comprimento do vão carregado (em metros) que produz a máxima solicitação na seção considerada. O coeficiente $1+IM$ é considerado tanto para o caminhão padrão ou tandem de projeto quanto para a carga móvel distribuída.

Existem também códigos nos Estados Unidos destinados a avaliação de pontes existente, que por sua vez apresentam fatores de impacto em função condição de deterioração do pavimento da ponte.

2.3 Fator de impacto no Japão

De acordo com McLean e Marsh (1998), o código japonês *Specifications for Highway Bridges* (Japan Road Association – JRA, 1996) apresenta os fatores IM mostrados na Tabela 3, onde as cargas móveis devem ser majoradas por $1+IM$. Verifica-se que o fator de impacto depende do comprimento L (em metros) do vão da ponte, do tipo de carregamento e do tipo da ponte.

| Tipo de Ponte | Tipo de carga | IM |
|---------------------|------------------------------|-------------|
| Aço | Caminhão e carga distribuída | $20/(50+L)$ |
| | Caminhão | $20/(50+L)$ |
| Concreto Armado | Carga distribuída | $7/(20+L)$ |
| | Caminhão | $20/(50+L)$ |
| | Carga distribuída | $10/(25+L)$ |
| Concreto Protendido | Caminhão e carga distribuída | $20/(50+L)$ |
| | Caminhão | $20/(50+L)$ |
| | Carga distribuída | $10/(25+L)$ |

Tabela 3 – Fatores de impacto do Japão – JRA (1996), *apud* McLean e Marsh (1998)

Verifica-se que o formato das expressões para o fator de impacto japonês têm semelhança com o fator da AASHTO (2002) *Standard Specifications for Highway*.

2.4 Fator de impacto na China

De acordo com Deng *et.al.* (2015), o código chinês *General Code for Design of Highway Bridges and Culverts* (Ministry of Transport of the People's Republic of China – MTPRC, 2004) apresenta os fatores IM mostrados na Tabela 4, onde o coeficiente $1+IM$ é função da frequência natural da ponte f .

| Frequência natural da ponte (Hz) | IM |
|----------------------------------|--------------------------|
| $f < 1,5$ | 0,05 |
| $1,5 \leq f \leq 14$ | $0,1767 \ln(f) - 0,0157$ |
| $f > 14$ | 0,45 |

Tabela 4 – Fatores de impacto da China - MTPRC (2004), *apud* Deng *et.al.* (2015)

Deng *et.al.* (2015) esclarecem que o código chinês de 1989 (MTPRC, 1989) apresentava que o fator de impacto era função do vão e do material da ponte. Para estruturas em concreto tinha-se que $IM = 0,3(1,125-0,025L)$ para vãos entre 5 e 45 m, $IM=0,3$ para vãos de até 5 m e $IM=0$ para vãos maiores que 45 m. Para pontes em aço tinha-se que $IM = 15/(L+37,50)$, similar a expressão da AASHTO (2002) *Standard Specifications for Highway Bridges*.

2.5 Fator de impacto no Canadá

O documento *Commentary on CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code* (Canadian Standards Association – CSA, 2006) esclarece que para veículos de três ou mais eixos o fator DLA (*dynamic load allowance*) de 0,25 é suficiente e se mostra conservador no caso de veículos pesados similares ao veículo de projeto da norma canadense que possui cinco eixos. Assim o coeficiente de impacto é dado por $1+DLA$ e no caso de veículos mais leves deve ter seu valor aumentado. O documento esclarece ainda que a amplificação dinâmica não deve ser aplicada ao carregamento distribuído. Ainda de acordo com Deng *et.al.* (2015), o código canadense apresenta que DLA vale 0,4 no caso da consideração de apenas um eixo, 0,3 no caso da consideração de dois eixos e 0,5 para juntas do tabuleiro.

2.6 Fator de impacto na Austrália

Kirkcaldie e Wood (2008) apresentam os fatores DLA do código australiano *AS 5100 Bridge Design Standard—Part 2: Design Load* (Austroads, 2004), onde se verificam valores fixos em função de seis modelos de carga móvel. Os coeficientes $1+DLA$, aplicados aos modelos de carga móvel que representam veículos em movimento, variam de 1,1 até 1,4 e são aplicados tanto nas cargas do caminhão de projeto quanto na carga distribuída. Não se aplica impacto ao modelo de carga móvel que representa tráfego congestionado. Em relação a versão de 2017 norma australiana, observa-se em Pritchard (2017) que não houve alteração nos fatores de impacto.

2.7 A consideração do efeito dinâmico do código Europeu

O código Europeu que trata de cargas móveis em pontes é o *Eurocode 1: Actions on Structures—Part 2: Traffic Loads on Bridges* (CEN 2003). No entanto, cada país Europeu estabelece parâmetros particulares de acordo com a realidade local. No referido código, a amplificação dinâmica já é incluída nos valores da carga móvel. Verifica-se em Deng *et.al.* (2015) que a amplificação considerada pelo Eurocódigo depende do comprimento do vão da ponte e da largura trafegável do tabuleiro. Para largura trafegável entre 5,4 e 9,0 m, por exemplo, o coeficiente vale $1,3-0,004L$ no caso de vãos de até 50 m e 1,1 para vãos maiores, tanto para momento quanto para cortante.

O referido código apresenta o coeficiente de amplificação adicional $\Delta\varphi_{\text{fad}}$, dado na

Tabela 5, que é destinado para verificação de fadiga em seções de elementos estruturais distantes até 6,0 m das juntas do tabuleiro. Na expressão de $\Delta\varphi_{fad}$, D é a distância (em metros) da seção considerada até a junta do tabuleiro. Uma simplificação conservadora consiste em utilizar $\Delta\varphi_{fad} = 1,3$ para qualquer seção transversal distante até 6,0 m das juntas do tabuleiro.

O código Europeu apresenta também um critério mais elaborado do que a NBR 7188 (2013) no que diz respeito a necessidade de análise dinâmica. O critério da Europa inclui aspectos como velocidade permitida na pista, frequência natural da ponte, continuidade da estrutura e comprimento do vão.

2.8 Fator de impacto na Nova Zelândia

O código da Nova Zelândia *Bridge Manual* (New Zealand Transport Agency – NZTA, 2013) apresenta que para momento em balanços, momento nas lajes do tabuleiro, força cortante e reações de apoio deve ser considerado o valor de 1,30 para o coeficiente de impacto. Para momento em vãos simples ou contínuos, o coeficiente de impacto, denominado no código de DLF (*dynamic load factor*), é dado na Tabela 5, onde L (em metros) é o comprimento do vão para momentos positivos ou a média dos comprimentos dos vãos adjacentes para momentos negativos.

O coeficiente de impacto é aplicado nos momentos, forças cortantes e reações de apoio originados da carga móvel total (grupo de eixos e carga distribuída). Verifica-se que a expressão da NZTA (2013), presente na Tabela 5, é bastante similar ao coeficiente de impacto $1+IM$ da AASHTO (2002) *Standard Specifications for Highway*. O *Bridge Manual* (2013) esclarece que não se aplica coeficiente de impacto em elementos da ponte completamente enterrados, uma vez que a vibração é amortecida pelo solo.

| $\Delta\varphi_{fad}$ (Eurocode 1, 2003) | Nova Zelândia (NZTA, 2013) | Coréia (Jung <i>et.al.</i> , 2013) | África do Sul (TMH7, 1981) |
|---|---------------------------------|---------------------------------------|--|
| $1,30 \left(1 - \frac{D}{26}\right) \geq 1$ | $1 + \frac{15}{L+38} \leq 1,30$ | $1 + \frac{15}{L+40} \leq 1,30$ | $1 + 0,05 \left(\frac{100+L}{10+L}\right)$ |

Tabela 5 – Fatores de impacto diversos

A Tabela 5 também apresenta também o coeficiente do código coreano (*Korea Bridge Design Specifications* - KBDS, 2005), bastante similar à expressão da AASHTO (2002) *Standard Specifications for Highway*, onde L é o comprimento do vão (em metros), que é aplicado no grupo de eixos e na carga distribuída. A Tabela 5 apresenta ainda o coeficiente do código Sul Africano TMH7 (1981) partes 1 e 2, que já é incluído nos valores dos carregamentos da carga móvel. O referido código esclarece que a expressão foi obtida da norma Suíça *SIA Norm 160 (1970)* em função do vão equivalente L (em metros).

2.9 Fator de impacto no Reino Unido

A norma britânica BS 5400-2 (1978) já inclui a amplificação dinâmica nos valores dos carregamentos da carga móvel. O código esclarece que foi considerado um incremento de 25% no eixo ou par de rodas adjacentes dos veículos para obtenção da carga móvel de projeto. Deng *et al.* (2015) apresentam a versão de 2006 do referido código onde se verifica a mesma consideração para o impacto.

2.10 Comentários sobre os coeficientes normativos brasileiros

De acordo com Rossigali (2013) o antigo coeficiente de impacto φ , apresentado pela primeira vez no Brasil em 1960, teve como base o antigo código alemão DIN 1072 que apresentava a expressão $\varphi=1,4 - 0,008L$. Rossigali (2013) explica ainda que a primeira norma brasileira de projeto de pontes em 1941 adotava um coeficiente de impacto igual a 1,3, baseado também na antiga norma alemã DIN 1072.

• Coeficiente de impacto vertical (CIV)

Nota-se que a expressão do CIV da NBR 7188 (2013) é bastante similar ao coeficiente de impacto presente na norma japonesa dado por $1+[20/(50+L)]$. Verifica-se que a norma brasileira adicionou o multiplicador 1,06 (incremento de 6%) no fator de impacto IM do código japonês. De acordo com o que é apresentado em Stucchi e Luchi (2011), o CIV proposto para a NBR 7188 (2013) cobre os vieses apresentados em Luchi (2006). As conclusões de Luchi (2006) foram utilizadas para proposição da NBR 7188 (2013), conforme se verifica em Timerman e Beier (2012).

Luchi (2006) compara as solicitações originadas pelas cargas características do trem-tipo brasileiro (TB 450) sem coeficiente de impacto com os esforços característicos provenientes de simulações de congestionamento, isto é, sem levar em conta o impacto dinâmico dos veículos. Assim, se tratando de tráfego congestionado, o autor interpreta o coeficiente de impacto normativo como um coeficiente adicional de segurança. Além de apresentar os vieses que serviram de base para as propostas da NBR 7188 (2013), Luchi (2006), com base nos resultados de monitoração dinâmica apresentados em Penner (2001), reforça a necessidade de revisão do coeficiente φ da norma brasileira.

Outro estudo que diz sobre a necessidade da revisão do antigo coeficiente φ pode ser verificado em Almeida *et al.* (2010). Os autores realizaram monitoração dinâmica em pontes brasileiras utilizando carretas de cinco e seis eixos com peso total de 450 kN e observaram que os coeficientes de amplificação dinâmica medidos foram significativamente superiores ao coeficiente φ da NBR 7187 (2003). Para velocidade do veículo a 20 km/h, verificou-se que os valores medidos, que apresentaram bastante dispersão por sinal, flutuaram em torno das curvas especificadas pelos coeficientes da norma japonesa JRA e da norma dos Estados Unidos AASHTO *Standard*. Para velocidades entre 60 e 80 km/h, os impactos medidos foram sistematicamente superiores aos valores da JRA e AASHTO *Standard*.

- **Coefficiente de número de faixas (CNF)**

De acordo com Stucchi e Luchi (2011), o CIV proposto para norma brasileira cobre bem os viésses apresentados em Luchi (2006) para pontes com duas faixas de tráfego, porém cobre com folga os viésses apresentados pelo autor para pontes com três e quatro faixas de tráfego. Desse modo, se propôs para a NBR 7188 (2013) o coeficiente de número de faixas (CNF), que é um fator redutor da carga móvel para pontes com três ou mais faixas de tráfego. Vale notar que para uma faixa de tráfego o CNF vale 1,05.

A maioria das normas estrangeiras mencionadas neste trabalho também apresentam coeficientes em relação ao número de faixas. Estes coeficientes, porém, não foram abordados nesse artigo pois não possuem caráter essencialmente dinâmico. Eles são aplicados à carga móvel para levar em conta a baixa probabilidade de que todas as faixas estejam simultaneamente carregadas com os valores de projeto. Nos códigos estrangeiros em geral, são contabilizadas faixas de projeto, em que a quantidade é determinada pelo número inteiro obtido através da divisão da largura total trafegável do tabuleiro (entre guarda-rodas) pela largura das faixas de projeto. Na AASHTO LRFD (2012), por exemplo, cada faixa tem 3,66 m de largura e os coeficientes relacionados com o número de faixas, que são aplicados no veículo de projeto e na carga distribuída, não devem ser considerados no estado limite de fadiga.

- **Coefficiente de impacto adicional (CIA)**

O estudo apresentado em Almeida *et.al.* (2010) reforça a necessidade do CIA ter sido implementado na norma brasileira. O autor observou nos resultados de monitoração dinâmica que, em geral, os maiores impactos ocorrem na entrada e na saída do veículo na ponte, o que pode estar associado a desníveis existentes causados pela movimentação do aterro nas extremidades dos balanços.

3 | COMPARATIVO ENTRE ALGUNS CÓDIGOS ESTUDADOS

A Figura 1 apresenta o comparativo entre alguns coeficientes de impacto apresentados neste trabalho considerando um modelo de ponte em concreto de vão biapoiado. Avalia-se apenas a amplificação dinâmica das solicitações globais longitudinais. Não se considera o coeficiente aplicado ao número de faixas (CNF) da NBR 7188 (2013), pois ele não é essencialmente dinâmico. Também não se considera o coeficiente de impacto adicional (CIA) da norma brasileira, visto que ele deve ser aplicado apenas em elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m (lajes e transversinas próximas às juntas).

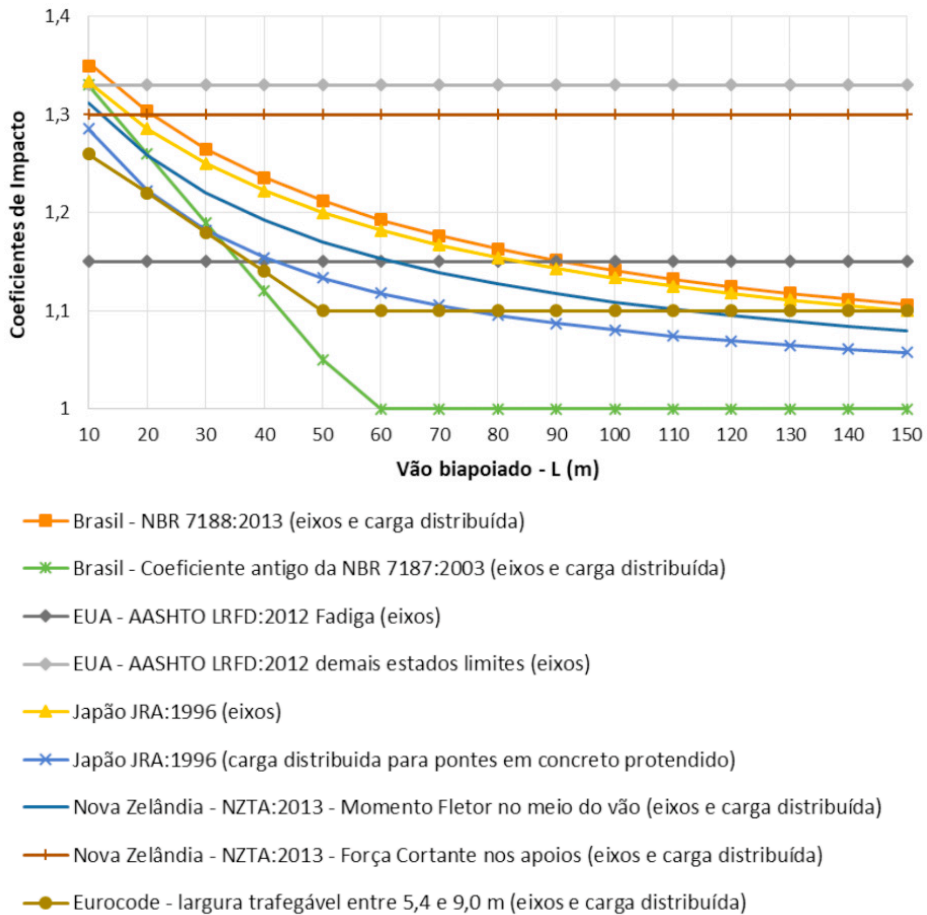


Figura 1 – Comparativo entre alguns coeficientes de impacto

Observa-se, na Figura 1, que a NBR 7188 (2013) apresenta coeficientes ligeiramente conservadores aos valores das outras normas. Vale notar que, apesar da AASHTO LRFD (2012) apresentar coeficientes maiores (exceto para fadiga), tais ampliações são aplicadas exclusivamente ao caminhão de projeto.

Fazendo uma comparação da norma brasileira em vigor com o coeficiente de impacto antigo da NBR 7187 (2003), verifica-se que os valores atuais são sempre maiores que os antigos. Se comparado com as normas estrangeiras, nota-se que o coeficiente de impacto antigo da norma brasileira apresenta, em geral, os menores valores, especialmente para vãos maiores que 40 m.

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esse artigo, mediante a revisão dos coeficientes de impacto em pontes rodoviárias,

permite constatar que a norma brasileira apresenta ampliações ligeiramente conservadoras em relação aos valores de outras normas. Vale notar que a NBR 7188 (2013) aplica o mesmo coeficiente ao veículo tipo e à carga distribuída.

Este trabalho cita o critério da necessidade de análise dinâmica do Eurocódigo e os coeficientes de impacto particulares nos Estados Unidos para avaliação de pontes existentes. No Brasil, esses dois aspectos poderiam ser melhor estudados para possível consideração nas normas técnicas nacionais.

A NBR 7188 (2013) apresenta avanços importantes em relação aos coeficientes de impacto, haja visto que coeficiente de impacto antigo da NBR 7187 (2003) apresenta, em geral, valores menores que os demais códigos estudados. No entanto, os coeficientes de impacto da NBR 7188 (2013) precisam ser avaliados com base em estudos de análise dinâmica que visem a obtenção ampliações representativas baseadas na natureza do tráfego e nas condições das rodovias no país.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, P. A. O; RODRIGUES, J. F. S; LIMA, A. B. **Crítérios de otimização de projetos de pontes a partir de espectros de aceleração induzidas por veículos nos tabuleiros**, LSE, 2010.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges**, 2002.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7188 - Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas**, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento**, 2003.

BARKER, R. M.; PUCKETT, J. A. **Design of Highway Bridges: An LRFD Approach**. Wiley, 3ed, 2013.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 5400-2 - Steel, concrete and composite Bridges - Part 2: Specification for loads**, 1978

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA). **Commentary on CAN/CSA-S6-06**, Canadian Highway Bridge Design Code, 2006.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). **Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges**, 2003.

DAHLBERG, D. **LRFD Bridge Design Manual Changes**, Department of Transportation, Bridge Office, 2017.

DENG, L.; YU, Y.; ZOU, Q.; CAI, C. S. **State-of-the-Art Review of Dynamic Impact Factors of Highway Bridges**. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2015.

HARTLE, R. A.; WILSON, K. E.; AMRHEIN, W. A.; ZANG, S. D.; BOUSCHER, J. W.; VOLLE, L. E. **LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge with Commentary**. Michael Baker Jr., Inc. National Highway Institute, 2003.

JUNG, H.; KIM, G.; PARK, C. **Impact Factors of Bridges based on Natural Frequency for Various Superstructure Types**. KSCE Journal of Civil Engineering, 2013.

KIRKCALDIE, D. K.; WOOD, J. H. **Review of Australian standard AS5100 Bridge design with a view to adoption - Volume 1**. NZ Transport Agency Research Report 361, 2008.

LUCHI, L. A. R. **Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2006.

MCLEAN, D. L.; MARSH, M. L. **Dynamic impact factors for bridges**. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Synthesis 266, 1998.

NEW ZEALAND TRANSPORT AGENCY (NZTA). **Bridge manual**, 2013.

PENNER, E. **Avaliação de desempenho de sistemas estruturais de pontes de concreto**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2001.

PRITCHARD, R. **Revision of Australian Standard AS 5100 Part 2: – Design loads**, 2017.

ROSSIGALI, C. E. **Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vãos no Brasil**. Tese (Doutorado) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2013.

STUCCHI, F. R.; LUCHI, L. A. R. **O Impacto das CVCs no TT45**. Instituto de Engenharia, 2011.

TECHNICAL METHODS FOR HIGHWAYS. **TMH7 Parts 1 and 2 - Code of Practice for the design of highway bridges and culverts in South Africa**, 1981.

TIMERMAN, J.; BEIER, M. **Considerações sobre a revisão da ABNT NBR 7188**. Encontro Mensal da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), 2012.

WAGDY, G. W.; SMITH, C.; CLANCY, C. M.; SMITH, M. J. **Comprehensive Design Example for Prestressed Concrete Girder Superstructure Bridge with Commentary**, Modjeski and Masters, National Highway Institute, 2003.

DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO DE LAJES LISAS PROTENDIDAS SEM ADERÊNCIA UTILIZANDO CARREGAMENTO EQUIVALENTE

Data de aceite: 01/06/2021

Data de submissão: 25/03/2021

Anselmo Leal Carneiro

Universidade Federal do Rio de Janeiro -
Campus Macaé, Engenharia Civil
Macaé - Rio de Janeiro
<http://lattes.cnpq.br/3303416737276543>

Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi

Universidade Federal do Espírito Santo,
Departamento de Engenharia Civil
Vitória – Espírito Santo
<http://lattes.cnpq.br/1673469347273305>

RESUMO: Este trabalho apresenta o dimensionamento a flexão de uma laje lisa protendida sem aderência. O dimensionamento é realizado de acordo com ABNT NBR 6118 (2014) e a análise ocorre por meio da analogia de grelha. Realiza-se o pré-dimensionamento da armadura ativa para então se considerar a protensão na análise por meio de cargas equivalentes lineares que são inseridas manualmente no modelo de grelha. Observa-se que o detalhamento da armadura passiva com base na norma brasileira, se mostra economicamente interessante quando se utiliza o menor consumo de cordoalhas possível haja vista a necessidade de se utilizar os valores mínimos de armadura passiva.

PALAVRAS-CHAVE: Protensão sem aderência, laje lisa, carregamento equivalente, dimensionamento a flexão.

BENDING DESIGN OF PRESTRESSED FLAT SLABS SET WITH UNBONDED TENDONS USING EQUIVALENT LOADS

ABSTRACT: This work present the bending design of a prestressed flat slab set with unbonded tendons. The design is performed according to ABNT NBR 6118 (2014) and the analysis occurs by means of grid analogy. The pre-design of the active reinforcement is performed so that the prestress in the analysis is considered by means of linear equivalent loads that are inserted manually in the grid model. It can be observed that the design based on the Brazilian standard is economically interesting when using the lower possible tendon consumption due to the need to use the minimum values of passive reinforcement.

KEYWORDS: Unbonded post-tension, flat slab, equivalent loads, bending design.

1 | INTRODUÇÃO

O sistema de lajes lisas protendidas sem aderência tem-se tornado amplamente utilizado em edificações, quando se pretende vencer, com segurança, maiores vãos, sem deixar de lado praticidade na construção e economia na estrutura. O objetivo deste trabalho é apresentar o dimensionamento a flexão de uma laje lisa protendida sem aderência (pavimento garagem da Figura 1).

A análise da laje ocorre por meio da analogia de grelha utilizando-se o sistema Grelha-TQS. O módulo de lajes protendidas do programa TQS não é utilizado. Realiza-se o pré-

dimensionamento da armadura ativa para então se considerar a protensão na análise por meio de cargas equivalentes lineares que são inseridas manualmente nos modelos de grelha. Assim, a metodologia apresentada é independente de recursos pré-estabelecidos em programas computacionais comerciais.

2 | CARACTERÍSTICAS DA LAJE ANALISADA

A espessura da laje (h) foi obtida por $L/45$, onde L é o vão da laje, de acordo com Nawy (2003), que corresponde à 22 cm para o pavimento analisado (Figura 1). Para os carregamentos considera-se o peso próprio $g_1 = 5,5 \text{ kN/m}^2$, revestimento $g_2 = 2,0 \text{ kN/m}^2$, acidental $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$ e alvenaria de 1,50 m de altura no contorno $g_3 = 2,7 \text{ kN/m}$. Considera-se classe de agressividade ambiental II (moderada) com adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução. Desse modo, adota-se 3 cm para o cobrimento das cordoalhas de protensão e 2 cm para o cobrimento da armadura passiva. O concreto utilizado é o C30 (resistência característica à compressão aos 28 dias $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$) que apresenta módulo de deformação secante aos 28 dias $E_{cs} = 27000 \text{ MPa}$. Para a armadura passiva, utiliza-se o aço CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$) e o aço CA-60 ($f_{yk} = 600 \text{ MPa}$). A armadura ativa utilizada é a cordoalha de sete fios engraxada e plastificada CP 190 RB 12,7 com diâmetro nominal $f_p = 12,7 \text{ mm}$, área de aço nominal $A_p = 98,7 \text{ mm}^2$, massa linear de 0,88 kg/m, carga de escoamento convencional $R_{pyk} = 168,6 \text{ kN}$ (referente à 1% de alongamento) e carga de ruptura $R_{ptk} = 187,3 \text{ kN}$.

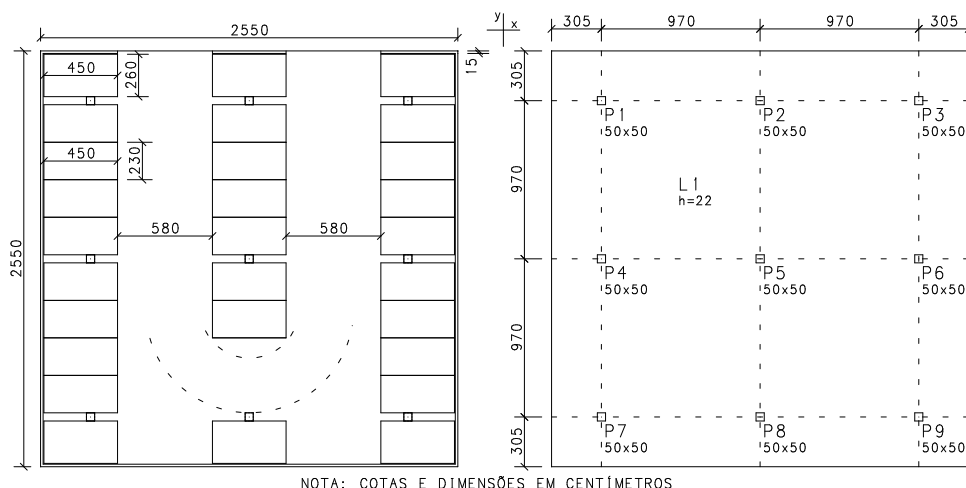


Figura 1 – Pavimento garagem

Para elevação das cordoalhas, considera-se o perfil parabólico (Figura 2) com 10% do vão ou balanço para o ponto de inflexão, onde as elevações indicam a distância do eixo da cordoalha à face inferior da laje. De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), a

tensão da armadura de protensão na saída do aparelho de tração (σ_{pi}) deve obedecer aos limites máximos de $0,88f_{pyk}$ e $0,8f_{ptk}$, onde f_{pyk} é a tensão de escoamento convencional e f_{ptk} é a tensão de ruptura. No exemplo, σ_{pi} resulta em 1518 MPa. Dessa forma, a força inicial considerada na cordoalha é de 150 kN ($151,8 \cdot 0,987 \approx 150$ kN). O cálculo das perdas médias resultou em aproximadamente 6% para as perdas imediatas e 14% para as perdas progressivas, totalizando 20% de perdas, conforme se verifica em Carneiro (2015). Dessa forma, considera-se 120 kN para a força na cordoalha no tempo “infinito” (P_∞), após todas as perdas.

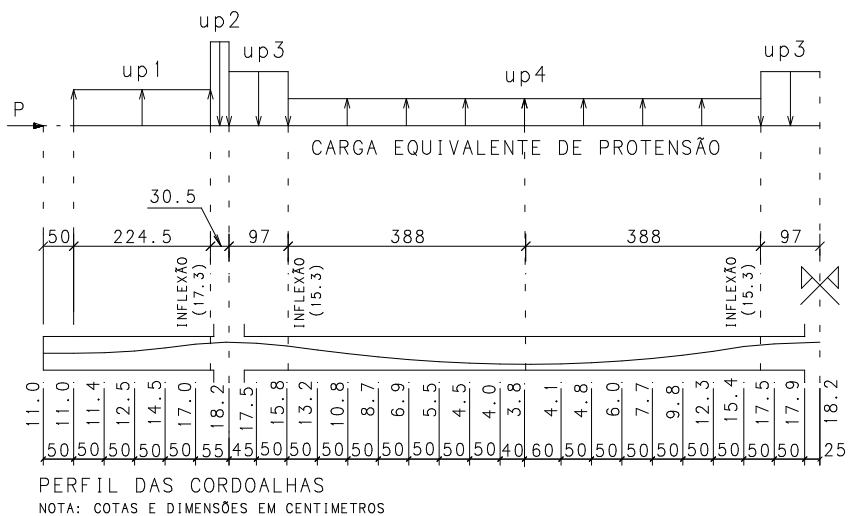


Figura 2 – Perfil (elevação) das cordoalhas e indicação do carregamento equivalente

Sendo “P” a força na cordoalha, “f” a flecha do perfil da cordoalha (diferença de elevação do trecho analisado) e “l” o comprimento do trecho de parábola do perfil, o carregamento equivalente de protensão “ u_p ” é dado pela expressão (1), conforme indicado por Lin e Burns (1981).

$$u_p = \frac{8Pf}{l^2} \quad (1)$$

Em geral, utilizam-se agrupamentos de cordoalhas denominados feixes, que podem constituir grupos de duas, três ou quatro cordoalhas. A Tabela 1 apresenta o carregamento equivalente (u_p), auto equilibrado, de acordo com a Figura 2, para feixes de duas e três cordoalhas no tempo “infinito”. A convenção é que o carregamento positivo atua no sentido gravitacional. Foi utilizada a expressão (1) com $l=2l_s$, onde l_s corresponde aos comprimentos dos trechos de semiparábolas (cotas horizontais na Figura 2).

| u_p (kN/m) | u_{p1} | u_{p2} | u_{p3} | u_{p4} |
|------------------------|----------|----------|----------|----------|
| feixes de 2 cordoalhas | -6,00 | 46,44 | 14,79 | -3,67 |
| feixes de 3 cordoalhas | -9,00 | 69,66 | 22,19 | -5,50 |

Tabela 1 - Cargas equivalentes de protensão por feixe após todas as perdas

Os esforços obtidos a partir da carga equivalente incluem o efeito isostático e o efeito hiperestático de protensão. O efeito isostático ou momento primário é obtido através do produto entre a força “P” e a excentricidade da cordoalha “ e_p ”. Em estruturas hiperestáticas, as vinculações ao impedirem a livre deformação do elemento, originam esforços adicionais denominados de hiperestáticos de protensão. A determinação do momento hiperestático pode ser feita, de forma aproximada, subtraindo o momento isostático do momento obtido do carregamento equivalente “ M_{up} ”, conforme apresenta a equação (2).

$$M_{hiper} = M_{up} - P e_p \quad (2)$$

3 I ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA LAJE

3.1 Método da grelha equivalente

O processo de analogia de grelha substitui a placa (laje) por uma grelha equivalente bidirecional composta de elementos de barra. O método de analogia de grelha permite inserir os carregamentos equivalentes no modelo, onde, de fato, estão localizados os feixes de cordoalhas na laje. Para cada feixe de cordoalha, são inseridas a cargas equivalentes lineares da Tabela 1. Para modelagem e resolução da grelha, utiliza-se o sistema Grelha-TQS com barras espaçadas em 50 cm, onde os carregamentos equivalentes de protensão foram inseridos manualmente no modelo. Assim, a metodologia utilizada neste trabalho é independente de recursos pré-estabelecidos em programas computacionais comerciais de lajes protendidas.

Em lajes lisas modeladas como grelhas, a análise das tensões e o detalhamento da armadura de flexão são realizados por meio de regiões (faixas de projeto) da laje. Em geral, são determinados os momentos médios das barras da grelha contidas nas regiões. Neste trabalho, consideram-se as faixas de projeto conforme a orientação de Aalami e Kelley (2001), onde a faixa de projeto é compreendida de centro a centro de painéis de laje adjacentes. Em cada faixa de projeto são obtidos valores médios de momento fletor por metro da laje. A Figura 3 apresenta a delimitação das faixas de projeto consideradas de acordo com as regiões A e B, nas direções x e y da laje, e o esquema do diagrama de momentos fletores (para as faixas na direção y).

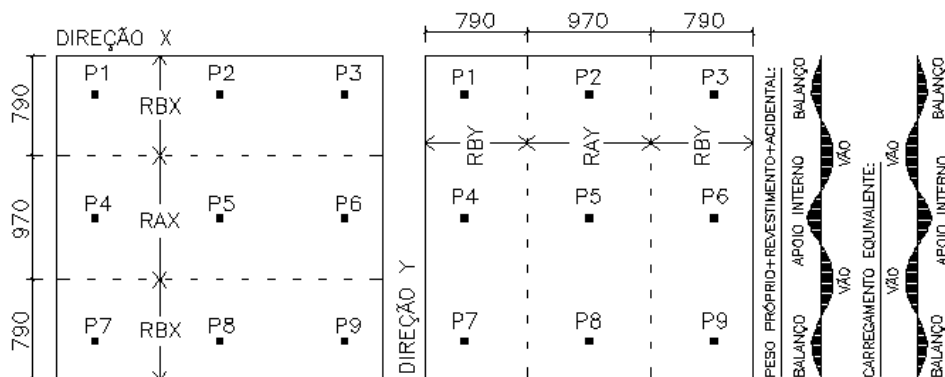


Figura 3 – Faixas de projeto (dimensões em centímetros)

3.2 Cálculo da quantidade de cordoalhas

Conhecido o perfil da cordoalha, a expressão (1) possibilita determinar a força de protensão “P” por metro de laje necessária para equilibrar determinada parcela “ q_b ” da carga externa aplicada por metro quadrado de laje. Aalami e Jurgens (2003) orientam balancear entre 60% e 80% da carga permanente, considerando o carregamento externo integralmente para cada direção da laje. Escolhendo o balanceamento de 60% da carga permanente, deve-se balancear a carga distribuída de 4,5 kN/m² e a carga linear de alvenaria do balanço de 1,62 kN/m. Assim, para uma faixa de largura unitária (1 m), a força de protensão necessária, de acordo com a expressão (1), com $q_b = u_p$ e $l = 2l_s$, é dada pela Tabela 2.

| No balanço | No vão |
|---|--|
| $\frac{\left(4,5 + \frac{1,62}{2,245}\right) \cdot (2,2,245)^2}{8 \cdot (0,173 - 0,11)} \cong 209 \text{ kN/m}$ | $\frac{4,5 \cdot (2,388)^2}{8 \cdot (0,153 - 0,038)} \cong 295 \text{ kN/m}$ |

Tabela 2 - Força de protensão (P_{∞}) necessária, por metro de laje, para balanceamento de 60% da carga permanente

Deve-se adotar “ P_{∞} ” como sendo o maior valor obtido entre o balanço e o vão. Assim, considerando-se o valor de 295 kN/m, verifica-se que para cada direção da laje de 25,5 m são necessárias 63 cordoalhas com força, após todas as perdas, de 120 kN cada. Considerando feixes de duas cordoalhas, são necessários 32 feixes em cada direção da laje, totalizando 64 cordoalhas em cada direção. A tensão média de compressão na laje é dada por 1,4 MPa (64.1200/2550.22), que por sua vez atende a tensão de compressão média mínima de 1 MPa recomendada pela ABNT NBR 6118 (2014). Considerando o comprimento de 26 m para cada cordoalha, o índice de massa das 128 cordoalhas por

metro quadrado de área do pavimento é de, aproximadamente, 4,5 kg/m². Emerick (2005) apresenta que para valores práticos de projeto, esse consumo gira em torno de 4 kg/m² para lajes lisas com vãos entre 7 e 9 metros. Como o pavimento proposto possui vão de 9,70 m, o índice de consumo obtido está coerente.

Para distribuição das cordoalhas utiliza-se a recomendação do ACI 423 (1996) que orienta que o número de cabos necessário para a faixa de projeto (centro a centro de painéis de laje adjacentes) deve ser concentrado sobre os pilares em uma direção e distribuídos na outra. Empregando-se a distribuição “concentrados e uniformes”, a Figura 4 ilustra a distribuição dos feixes de cordoalhas onde são considerados feixes de duas e três cordoalhas. Na direção dos “concentrados” utilizam-se 20 cordoalhas para a faixa de 7,90 m compreendida da borda ao centro do painel de laje (faixa RB na Figura 3) e 24 cordoalhas para a faixa de 9,70 m compreendida de centro à centro de painéis de laje (faixa RA na Figura 3). Utilizam-se espaçamentos mínimos práticos de 20 cm e 25 cm para feixes de duas e três cordoalhas, respectivamente. Na direção dos “uniformes”, os 32 feixes de duas cordoalhas são espaçados em 80 cm (2550/32). Foram considerados dois feixes no alinhamento dos pilares centrais de modo a permitir simetria na distribuição. Na análise da grelha equivalente, os carregamentos equivalentes por feixe da Tabela 1 são inseridos para cada linha de feixe da Figura 4.

3.3 Verificação do estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF)

A flecha final δ , para a combinação quase permanente, é dada pela expressão (3), onde $\psi_2=0,6$. Nessa expressão, δ_{g1} se refere ao peso próprio, δ_{up} ao carregamento equivalente no tempo “infinito”, δ_{g2} ao revestimento, δ_{g3} à alvenaria, δ_q à carga acidental e φ é o coeficiente de fluência.

$$\delta = (1 + \varphi_1) (\delta_{up} + \delta_{g1}) + (1 + \varphi_2) (\delta_{g2} + \delta_{g3}) + \Psi_2 \delta_q \quad (3)$$

Para determinar o coeficiente de fluência de acordo com os valores da Tabela 3, extraídos da ABNT NBR 6118 (2014), considera-se umidade ambiente de 75%. Por meio da área da seção transversal de toda a laje ($A=2550.22$) e do perímetro da seção em contato com a atmosfera ($u=2.2550+2.22$), a espessura fictícia ($2A/u$) é de, aproximadamente, 20 cm.

| Umidade média ambiente (%) | | 40 | | 55 | | 75 | | 90 | |
|----------------------------|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Espessura fictícia | | 20 | 60 | 20 | 60 | 20 | 60 | 20 | 60 |
| 2A/u (cm) | | | | | | | | | |
| t ₀ (dias) | 5 | 4,6 | 3,8 | 3,9 | 3,3 | 2,8 | 2,4 | 2,0 | 1,9 |
| | 30 | 3,4 | 3,0 | 2,9 | 2,6 | 2,2 | 2,0 | 1,6 | 1,5 |
| | 60 | 2,9 | 2,7 | 2,5 | 2,3 | 1,9 | 1,8 | 1,4 | 1,4 |

Tabela 3 - Coeficientes de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ para concreto das classes C20 a C40 (ABNT NBR 6118 (2014))

Adotando-se que os carregamentos de revestimento e alvenaria são aplicados 60 dias após a concretagem da laje e sabendo-se que a protensão aplicada aos 5 dias mobiliza também o peso próprio, o coeficiente de fluência, de acordo com a Tabela 3, assume o valor de $\varphi_1=2,8$ para protensão e peso próprio (5 dias) e $\varphi_2=1,9$ para revestimento e alvenaria (60 dias). Na Figura 4, apresenta-se os deslocamentos da grelha equivalente de acordo com a expressão (3).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o limite para deslocamentos visíveis da laje, de acordo com a aceitabilidade sensorial, é $L/250$, sendo L o comprimento do vão, e $2L_{ba}/250$, sendo L_{ba} o comprimento do balanço. Assim, para o pavimento analisado os deslocamentos limites para o vão e o balanço são dados, respectivamente, por 3,8 cm ($970/250$) e 2,4 cm ($610/250$). Na Figura 4, verifica-se que os deslocamentos limites são atendidos, sendo que a flecha final máxima para a combinação quase-permanente no balanço é de 1,8 cm e no vão é de 3,1 cm.

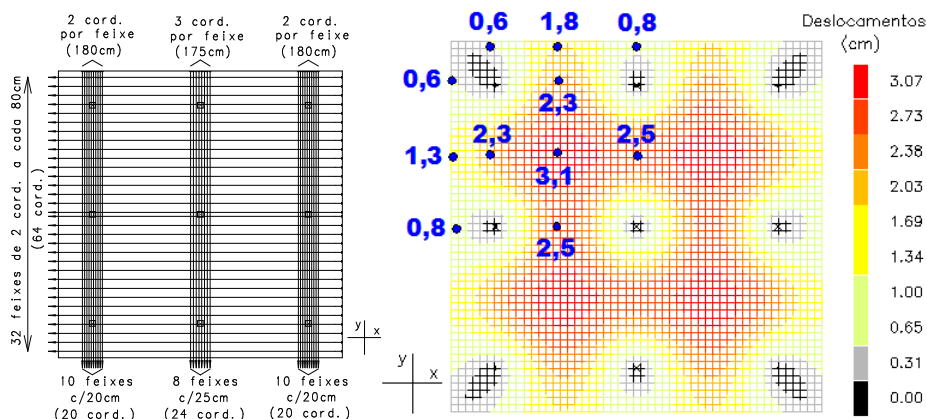


Figura 4 – Distribuição dos feixes de cordoalhas na laje e deslocamentos (em centímetros)

3.4 Verificação de tensões

O cálculo das tensões para a combinação frequente de serviço, na borda superior e inferior da laje, é realizado de acordo com a Equação (4), em que “ M_{CF} ” se refere ao momento fletor para combinação frequente, “A” se refere a área da seção analisada ($A=b \cdot h$, sendo “b” a largura da seção e “h” a espessura da laje), “W” se refere aos módulos de resistência à flexão ($W=bh^2/6$ para seção retangular) e P_{∞} se refere à força normal devido à força de protensão nas ancoragens no tempo “infinito”.

$$\sigma = \frac{M_{CF}}{W} + \frac{P_{\infty}}{A} \quad (4)$$

O momento fletor para a combinação frequente é apresentado na equação (5),

em que $\psi_1=0,7$ (pavimento garagem) e M_{g1} , M_{up} , M_{g2} , M_{g3} e M_q são momentos fletores provenientes, respectivamente, dos carregamentos de peso próprio, do carregamento equivalente após todas as perdas, do revestimento, da alvenaria e da carga accidental.

$$M_{CF} = M_{g1} + M_{up} + M_{g2} + M_{g3} + \Psi_1 M_q \quad (4)$$

Desenvolvendo a análise de tensões para o combinação frequente verifica-se que as regiões de momento negativo da laje referente aos apoios internos (Figura 3) não atendem o estado limite de formação de fissuras, ou seja, as tensões de tração relativas aos apoios internos são sempre maiores que 3,04 MPa (resistência à tração na flexão, $f_{ct,f}$, para concreto C30). A tensão máxima obtida é de 4,11 MPa e se refere à faixa de projeto “RA” na Figura 3. Assim, trata-se de uma laje com protensão parcial, em que a verificação da abertura de fissuras deve ser realizada. Os valores das tensões em serviço para as demais regiões da laje, as tensões no ato da protensão e a verificação da abertura de fissuras podem ser verificadas em Carneiro (2015).

3.5 Dimensionamento da armadura passiva

O momento solicitante de cálculo (M_{sd}) para combinação última normal é dado pela expressão (5), onde M_{hiper} se refere ao momento hiperestático de protensão. O coeficiente de majoração para o hiperestático de protensão (γ_{hiper}) assume o valor de 1,2 para ação desfavorável e 0,9 para ação favorável. O coeficiente de majoração para as demais ações (γ_l) assume o valor de 1,4 para ação desfavorável e 1,0 para ação favorável.

$$M_{sd} = \gamma_f(M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + M_q) + \gamma_{hiper}M_{hiper} \quad (5)$$

Com o momento solicitante de cálculo, efetua-se o dimensionamento da armadura passiva por meio do equilíbrio da seção pretendida submetida a flexão simples, obedecendo o limite de 0,45 para a razão entre a profundidade da linha neutra “x” e a altura útil da armadura. O acréscimo de tensão na armadura ativa é calculada de acordo com a expressão (6), presente na ABNT NBR 6118 (2014) para relação vão/altura útil maior que 35. Nessa expressão valor de f_{ck} deve ser inserido em MPa e $\rho_p = A_p / (b \cdot d_p)$, onde “ A_p ” a área de armadura ativa, “b” a largura da seção e “ d_p ” a altura útil da armadura ativa.

$$\Delta\sigma_p = 70 + f_{ck}/300 \rho_p \leq 210 \text{ MPa} \quad (6)$$

A Tabela 4 apresenta o momento solicitante de cálculo (M_{sd}) e a área de aço calculada de armadura passiva ($A_{s,cal}$). Os momentos devido ao carregamento equivalente M_{up} e os momentos devido aos demais carregamentos $M_{(g1+g2+g3+q)}$ são valores médios de acordo com os valores dos momentos obtidos das barras da grelha equivalente contidas nas faixas de projeto. O momento hiperestático M_{hiper} é calculado conforme a equação (2).

| | | | $M_{(g1+g2+g3+q)}$ (kNm/m) | g_i | M_{up} (kNm/m) | M_{isost} (kNm/m) | M_{hiper} (kNm/m) | g_{hiper} | M_{sd} (kNm/m) | $A_{s,cal}$ (cm ² /m) |
|-----------|-----|---------------|-------------------------------|-------|---------------------|------------------------|------------------------|-------------|---------------------|-------------------------------------|
| DIREÇÃO X | RAX | Balanço | -62,00 | 1,4 | 28,60 | 21,6 | 6,98 | 0,9 | -80,52 | 3,67 |
| | | Vão | 47,80 | 1,4 | -21,60 | -21,6 | 0,02 | 1,2 | 66,94 | 1,80 |
| | | Apoio interno | -79,80 | 1,4 | 33,20 | 21,6 | 11,58 | 0,9 | -101,30 | 6,63 |
| | RBX | Balanço | -64,20 | 1,4 | 29,80 | 21,6 | 8,18 | 0,9 | -82,50 | 3,94 |
| | | Vão | 49,80 | 1,4 | -23,20 | -21,6 | -1,58 | 0,9 | 68,30 | 1,98 |
| | | Apoio interno | -80,00 | 1,4 | 32,60 | 21,6 | 10,98 | 0,9 | -102,12 | 6,75 |
| DIREÇÃO Y | RAY | Balanço | -62,00 | 1,4 | 28,00 | 22,0 | 6,10 | 0,9 | -81,32 | 3,67 |
| | | Vão | 23,90 | 1,4 | -22,20 | -22,0 | -0,30 | 0,9 | 66,66 | 1,67 |
| | | Apoio interno | -47,80 | 1,4 | 33,20 | 22,0 | 11,30 | 0,9 | -101,56 | 6,57 |
| | RBY | Balanço | -64,20 | 1,4 | 26,00 | 21,4 | 4,64 | 0,9 | -85,70 | 4,43 |
| | | Vão | 49,80 | 1,4 | -22,00 | -21,4 | -0,64 | 0,9 | 69,14 | 2,14 |
| | | Apoio interno | -80,00 | 1,4 | 30,20 | 21,4 | 8,84 | 0,9 | -104,04 | 7,08 |

Tabela 4 - Momento solicitante de cálculo e área de aço calculada para a armadura passiva

3.6 Detalhamento da armadura passiva

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), a armadura passiva superior sobre os apoios deve ter valor mínimo de $0,00075hl$, onde “h” é a espessura da laje e L é o vão médio na direção da armadura. Essa armadura deve estar contida numa faixa de distribuição compreendida pela dimensão dos apoios acrescida de 1,5h para cada lado. Assim, para o pavimento proposto a armadura passiva mínima sobre os apoios resulta em 13,8 cm²/m, podendo-se utilizar barras de 12,5 mm espaçadas a cada 8 cm ($\phi 12,5\text{mm c}/8\text{cm}$).

Os valores mínimos de armadura passiva positiva devem obedecer as condições da Tabela 5, onde ρ_{min} é a taxa geométrica mínima de armadura de flexão em vigas, ρ_p é da taxa geométrica da armadura de protensão e ρ_s é a taxa geométrica da armadura passiva. Para o concreto utilizado ($f_{ck} = 30$ MPa), ρ_{min} assume o valor de 0,15%, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014). Para o pavimento proposto tem-se $\rho_p = 0,11\%$ ($64,0,987/2550,22$). Com base nos valores indicados na Tabela 5, pode-se utilizar tela soldada CA-60 com $\phi 5,0$ mm c/10 cm (1,96 cm²/m que equivale a 2,35 cm²/m de aço CA-50) para a armadura positiva.

| | |
|---------------|---|
| | Armadura inferior (positiva) |
| $\rho_s \geq$ | $0,5\rho_{\min} \Rightarrow 0,5 \cdot 0,0015 = 0,075\%$ |
| | $\rho_{\min} - 0,5\rho_p \Rightarrow 0,0015 - 0,5 \cdot 0,0011 = 0,095\%$ |

Tabela 5 - Taxas mínimas de armadura passiva positiva

A distribuição da armadura passiva superior calculada ($A_{s,cal}$) para determinada região (faixa de projeto) da laje (à direita na Figura 5), consiste em utilizar armadura $\phi 10,0\text{mm}$ c/30cm para as faixas 1 e 3 e o restante da área de aço calculada para a faixa do pilar (faixa 2), obedecendo à área de aço mínima sobre os apoios ($13,8 \text{ cm}^2/\text{m}$). Sobre os apoios considera-se como área de aço máxima a armadura de $\phi 16\text{mm}$ c/8cm, uma vez que o aspecto construtivo de posicionamento das barras pode ficar comprometido ao se utilizar diâmetros de barras maiores ou espaçamentos menores. Assim, se a armadura a ser distribuída na faixa do pilar (faixa 2) for maior que $25,13 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\phi 16\text{mm}$ c/8cm), utiliza-se a armadura máxima nessa faixa e o restante é distribuído nas faixas 1 e 3, obedecendo à área de aço $\phi 10,0\text{mm}$ c/30cm.

Para a largura da faixa do pilar, é utilizada a prescrição da antiga norma ABNT NBR 7197 (1989) (cancelada), que orientava uma taxa maior de armadura negativa distribuída em 10% do vão para cada lado do eixo do apoio. Logo, de forma conservadora em relação a largura total da faixa mínima de 116 cm (1,5h para cada lado da face do apoio), a faixa do pilar assume a largura de 200 cm, ou seja, 100 cm para cada lado do eixo do apoio.

O comprimento das barras superiores para o balanço é considerado como o dobro do comprimento do balanço ($2 \cdot 305 = 610 \text{ cm}$) e para as demais barras superiores o comprimento é tomado em um quarto do vão para cada lado ($970 \cdot 0,25 \approx 500 \text{ cm}$).

A Figura 5 apresenta o detalhamento das armaduras negativas (superiores) para um quarto do pavimento. Em relação a armadura positiva (inferior), é suficiente utilizar tela soldada CA-60 com $\phi 5,0\text{mm}$ c/10cm que possui massa de $3,1 \text{ kg}/\text{m}^2$. O índice de massa por metro quadrado de área do pavimento de armadura passiva total (inferior e superior) é de, aproximadamente, $8,7 \text{ kg}/\text{m}^2$, sendo $3,1 \text{ kg}/\text{m}^2$ referente a armadura positiva mínima e $5,6 \text{ kg}/\text{m}^2$ referente a armadura negativa. Outras opções para o detalhamento da armadura passiva podem ser verificadas em Carneiro (2015).

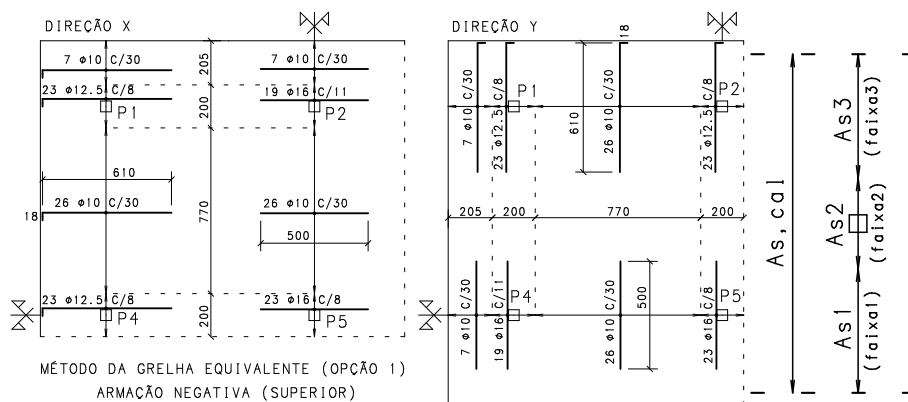


Figura 5 – Detalhamento da armação superior e indicação das faixas de distribuição de armadura

Em relação a custos, observa-se no mercado que o que o custo, por quilo, do CA-50 é aproximadamente, 60% do custo da cordoalha CP 190 RB 12,7. Assim, desde que atendidos os estados limites últimos e de serviço, só seria interessante aumentar a quantidade de cordoalhas, se esse aumento provocasse uma economia no consumo de armadura passiva CA-50 de no mínimo o valor do aumento do consumo de cordoalhas multiplicado por 1,67 (1/0,6). Essa economia no consumo de armadura passiva é difícil de ocorrer em função da necessidade de se utilizar os valores mínimos de armadura passiva indicados pela ABNT NBR 6118 (2014).

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou o dimensionamento a flexão de uma laje lisa protendida sem aderência, em que cargas equivalentes de protensão foram inseridas manualmente no modelo de grelha. Foi possível notar que o detalhamento da armadura passiva com base na norma brasileira, se mostra economicamente interessante quando se utiliza o menor consumo de cordoalhas possível haja vista a necessidade de se utilizar os valores mínimos de armadura passiva.

REFERÊNCIAS

AALAMI, B. O.; KELLEY, G. S. **Design of Concrete Floors with Particular Reference to Post-Tensioning**. Post-Tensioning Institute, n.11, Arizona, 2001, 16 p.

AALAMI, B. O.; JURGENS, J. D. **Guidelines for the Design of Post-Tensioned Floors**. Concrete International, 2003; p.77-83.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons** - ACI 423.3R, Farmington Hills, 1996.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto Protendido. – Procedimento.** - NBR 7197, Rio de Janeiro, 1989.

CARNEIRO, A. L. **Análise e Dimensionamento de Lajes Lisas Protendidas sem Aderência.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015, 159 p.

EMERICK, A. A. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas.** 1. ed. Brasília: Interciência, 2005, 192 p.

LIN, T. Y.; BURNS, N. H. **Design of Prestressed Concrete Structures.** New York: John Wiley & Sons, 3ed, 1981, 646 p.

NAWY, E. G. **Prestressed Concrete – A Fundamental Approach,** New Jersey: Prentice Hall, 4ed, 2003, 939 p.

CAPÍTULO 9

ESTUDO DE DOSAGEM E AVALIAÇÃO DE CONCRETO CELULAR ESPUMOSO COM ADIÇÃO DE CAL E CINZAS DA BIOMASSA DE EUCALIPTO COM FINS ESTRUTURAIS

Data de aceite: 01/06/2021

Data de submissão: 05/03/2021

Taynara Borges de Oliveira

Universidade Federal dos Vales do
Jequitinhonha e Mucuri

Teófilo Otoni – MG

<http://lattes.cnpq.br/4697702452049931>

Stênio Cavalier Cabral

Universidade Federal dos Vales do
Jequitinhonha e Mucuri

Teófilo Otoni – MG

<http://lattes.cnpq.br/2452889693767673>

Flávio Alchaar Barbosa

Universidade Federal dos Vales do
Jequitinhonha e Mucuri

Teófilo Otoni – MG

<http://lattes.cnpq.br/9858947128361168>

Eduardo Lourenço Pinto

Universidade Federal dos Vales do
Jequitinhonha e Mucuri

Teófilo Otoni – MG

<http://lattes.cnpq.br/1341303988497239>

Sérgio Antônio Brum Junior

Universidade Federal da Integração Latino-
Americana

Foz do Iguaçu – PR

<http://lattes.cnpq.br/9286086846141450>

Érica Cantão da Fonseca

Universidade Federal dos Vales do
Jequitinhonha e Mucuri

Teófilo Otoni – MG

<http://lattes.cnpq.br/2662361129814526>

Ricardo Ramalho dos Santos

Universidade Federal dos Vales do
Jequitinhonha e Mucuri

Teófilo Otoni – MG

<http://lattes.cnpq.br/6093919894388885>

RESUMO: O presente estudo mostra os resultados de uma pesquisa que verifica a viabilidade técnica do emprego do concreto celular espumoso com incorporação de diferentes proporções de cinza de biomassa de eucalipto, juntamente com a cal, para posterior utilização em fins estruturais. A fim de atingir os objetivos desta pesquisa, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre o assunto, além de um trabalho experimental, realizado no laboratório de engenharia civil no Instituto de Ciência, Engenharia e Tecnologia – ICET, na Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri – UFVJM, na cidade de Teófilo Otoni – Minas Gerais. O trabalho foi dividido em duas etapas, a de produção de corpos de prova de concreto celular espumoso, com traço de dosagem padrão e traços com adição de cinza e cal, e de avaliação das suas propriedades e do seu desempenho através da realização de ensaios de compressão axial e absorção de água. Alcançou-se satisfatórios resultados em todos os traços produzidos, referentes aos parâmetros exigidos pelas normas vigentes para o uso desse tipo de concreto na execução de paredes moldadas no local. A partir da análise dos resultados obtidos no trabalho experimental, foi comprovado que o concreto celular espumoso com adição de cal e cinza da biomassa de eucalipto desenvolvido, é

adequado à produção de elementos construtivos e apresenta benefícios quando aplicados à construção civil, podendo ser uma alternativa para o reaproveitamento das cinzas de eucalipto, que em geral são descartadas de forma indevida, em substituição à dosagem convencional do concreto, promovendo assim impactos ambientais e econômicos positivos.

PALAVRAS-CHAVE: Construção civil; Concreto celular espumoso; Cinza de biomassa de eucalipto; Cal.

STUDY OF DOSAGE AND EVALUATION OF FOAM CELLULAR CONCRETE WITH THE ADDING OF LIME AND ASH FROM EUCALYPTUS BIOMASS FOR STRUCTURAL PURPOSES

ABSTRACT: The present study shows the results of a research that verifies the technical viability of the use of foamed cellular concrete with incorporation of different proportions of ash from eucalyptus biomass, together with hydrated lime, for later use in structural purposes. In order to reach the objectives of this research, a bibliographical review on the subject was carried out, as well as an experiment carried out in the civil engineering laboratory at the Institute of Science, Engineering and Technology – ICET, in the Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri – UFVJM, in Teófilo Otoni City – Minas Gerais. The work was divided in two stages, the production of foamed cellular concrete test specimens, with standard dosage trace and traces with addition of ash and hydrated lime, and evaluation of its properties and performance by conducting tests of axial compression and water absorption. Satisfactory results were obtained in all traces produced, referring to the parameters required by the current norms for the use of this type of concrete in the execution of cast-in-place concrete walls. From the analysis of the results obtained in the experiment, it was proved that the foamed cellular concrete with the addition of hydrated lime and ash from eucalyptus biomass developed, is adequate for the production of constructive elements and presents benefits when applied to the civil construction, being an alternative for the reutilization of eucalyptus ashes, which are usually discarded in an improper way, replacing the conventional dosage of the concrete, thus promoting positive environmental and economic impacts.

KEYWORDS: Construction; Foamed cellular concrete; Ash from Eucalyptus biomass; Hydrated lime.

1 | INTRODUÇÃO

Os concretos convencionais feitos de cimento Portland com agregados de massa específica normal são materiais de construção excelentes, pois têm boa durabilidade, satisfatória resistência à compressão e rigidez, e ainda têm o custo relativamente reduzido. Contudo, certas deficiências devem ser observadas nos concretos normais, tais como: elevado peso próprio, baixa resistência a agentes químicos e à tração. (TEZUKO, 1989).

Conforme Petrucci (1978), devido ao elevado peso próprio do concreto, viu-se que era necessária a sua redução, já que a rapidez na execução da construção, bem como sua economia, variam inversamente em relação ao peso próprio. Surgiram então os concretos especiais, entre eles o concreto leve, em que a sua principal característica era a diminuição

da massa específica aparente, resultado da substituição parcial dos materiais sólidos por ar, por meio da adição de aditivos espumantes, gerando assim o concreto celular espumoso.

Além disso, há ainda uma recente preocupação com a sustentabilidade no setor de construção civil, buscando evitar o impacto ambiental provocado por esse setor. Atualmente, muitos estudos relacionados ao aproveitamento dos rejeitos industriais com a finalidade de obter produtos com vantagens técnicas e econômicas vêm sendo feitos, propondo uma destinação ecologicamente viável para esses resíduos. No Brasil, já são utilizados há alguns anos, porém em baixa escala, sendo usados apenas em concretos sem fins estruturais e pavimentação. (TROIAN, 2010).

Entre os resíduos que vêm sendo utilizados estão as cinzas de eucalipto. De acordo com Foelkel (2011), a cinza da madeira de eucalipto é uma biomassa removida das caldeiras e constitui-se de minerais oxidados, não totalmente queimados, sendo um material residual de qualidade variável. Além disso, é possível verificar características pozolânicas, o que esclarece o uso desse tipo de resíduo sólido mineral na construção civil. Atendendo à crescente demanda que é exigida atualmente, boa parte desse resíduo pode ser adicionada na fabricação de novos elementos construtivos econômicos e sustentáveis.

Recena (2007) diz que a cal, por sua vez, é amplamente utilizada na fabricação de argamassas, melhorando a sua trabalhabilidade no estado fresco, trazendo um ganho de produtividade. Segundo o manual da ABCP (2002), a cal na argamassa ainda retém água na mistura, evitando a sua falta no processo de endurecimento, devido à finura da cal, ajudando na cura da argamassa. Também auxilia na absorção das deformações atuantes na estrutura da edificação, impedindo assim que apareçam patologias. (COELHO et al., 2009).

Com o intuito de analisar a propriedade mecânica de resistência do concreto celular para uso na construção civil, esta pesquisa visa estudar a viabilidade técnica do emprego do concreto celular espumoso com adição de cinza da biomassa de eucalipto, juntamente com a cal, para fins estruturais.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

A escolha dos materiais para a produção do concreto celular espumoso foi feita de acordo com a disponibilidade dos produtos na região, viabilizando a sua reprodução futuramente em obras da construção civil. Foram utilizados então os seguintes materiais e equipamentos.

2.1.1 Cimento CP V-ARI

O cimento escolhido para elaboração dos corpos de prova foi o Cimento Portland de

Alta Resistência Inicial (CP V-ARI), pois apresenta um alto desempenho e alta reatividade em baixas idades, em função do grau de moagem a que é submetido. Esse tipo de cimento é o mais apropriado para empregos onde é fundamental a condição de elevada resistência nos primeiros dias de aplicação. (ABCP, 2002).

2.1.2 Areia média de rio

O agregado utilizado na preparação dos concretos foi a areia média de rio, por ser um material abundante na região. Foi retirada da cidade de Frei Inocência, localizada a 97 km de Teófilo Otoni. O agregado é formado de sílica natural, sendo um material que não reage com a cal e a água. Para sua utilização, a areia foi seca em estufa a uma temperatura de $105 \pm 5^\circ\text{C}$, no decorrer de um prazo de 24 horas. Vale ressaltar que o agregado não foi lavado, pois parte-se do pressuposto de que já estaria lavada.

2.1.3 Água

A água utilizada para a produção do concreto foi obtida através do abastecimento local, fornecida pela concessionária estadual COPASA – MG, residente na cidade de Teófilo Otoni. Nesta etapa foi feita a análise visual das condições da água utilizada para assegurar a qualidade do concreto produzido.

2.1.4 Cinzas de eucalipto

A cinza utilizada foi da biomassa de eucalipto resultante da queima realizada na Cerâmica Itambacuri, localizada na cidade de Itambacuri – MG. A biomassa de eucalipto vem de empresas produtoras de papel e celulose, situadas nos estados da Bahia e do Espírito Santo. Após a chegada das cinzas, foi realizado o peneiramento com granulometria passante de $350 \mu\text{m}$.

2.1.5 Cal calcítica hidratada

A cal utilizada na presente pesquisa é do tipo calcítica (teor de $\text{CaO} \geq 90\%$, em relação aos óxidos totais), de antemão hidratada e pulverizada. Consoante Pinto (1971) há uma necessidade *a priori* que as cinzas a serem incorporadas à cal sejam ensaiadas com as cales calcíticas e dolomíticas encontradas na região. Convém ressaltar que em Teófilo Otoni e regiões adjacentes, o tipo de cal comumente utilizado e encontrado nas casas de comércio é do tipo calcítica, sendo assim, optou-se então por utilizá-lo.

2.1.6 Aditivo espumante sintético

O aditivo espumante sintético empregado no concreto é o ECOFOAM·AIR®, que é um aditivo concentrado líquido de base sintética, isento de cloretos, biodegradáveis, que pode ser utilizado em geradores de espuma, gerando uma espuma durável de alta

densidade, produzindo Concreto Celular e Concreto Leve nas mais variadas densidades. (ECOPORE, 2018). O aditivo espumante foi previamente diluído em água e posteriormente processado com auxílio um agitador mecânico por cerca de 10 minutos para incorporar ar, gerando a espuma pré-formada.

2.2 Métodos

O trabalho experimental se baseou na confecção de cinco tipos de traço de concreto celular espumoso, sendo o primeiro de matriz convencional (cimento, água, areia e aditivo espumante), sem uso de adições, denominado traço padrão, para efeito de comparação de avaliação do desempenho das diferentes proporções de material utilizados. Foram fabricados 21 corpos de prova de cada traço, totalizando 105 corpos de prova, com idades de rompimento de 7, 14, 21 e 28 dias para o ensaio de resistência mecânica à compressão e 28 dias para ensaio de absorção de água.

O experimento foi realizado em delineamento inteiramente casualizado (DIC), em esquema fatorial 5x4 (5 traços para 4 idades de rompimento), com três repetições (3 amostras para cada rompimento), testando-se diferentes proporções da cinza e cal a cada traço.

2.2.1 Dosagem dos traços

O método de dosagem do traço padrão do concreto celular por agente espumoso empregado foi com base no manual de utilização do ECOFOAM·AIR®. A partir dos dados da Tabela 1 pode-se extrair as proporções de aglomerantes, agregados, água e de aditivo sugeridas e adotadas como referência nesta pesquisa.

| Tipo de Uso | Não Estrutural | | | | Estrutural | | | Normal |
|--------------------------------------|----------------|------|------|------|------------|-------|-------|--------|
| Densidade Seca (kg/m ³) | 400 | 600 | 800 | 1000 | 1200 | 1400 | 1600 | 2350 |
| Areia (kg) | - | 210 | 400 | 560 | 750 | 950 | 1100 | 1950 |
| Cimento (kg) +/- | 300 | 310 | 320 | 350 | 360 | 380 | 400 | 320 |
| Água na Massa (L) +/- | 110 | 110 | 120 | 120 | 140 | 150 | 160 | 180 |
| Espuma (L) +/- | 800 | 715 | 630 | 560 | 460 | 370 | 290 | - |
| Água na Espuma (L) +/- | 58 | 52 | 46 | 41 | 33 | 27 | 21 | - |
| Densidade Úmida (kg/m ³) | 474 | 687 | 890 | 1075 | 1287 | 1510 | 1683 | 2400 |
| Resistência (MPa) | ~ 1 | ~ 2 | ~ 3 | ~ 4 | 6 - 8 | 10-12 | 16-18 | > 25 |
| Lambda Média (W/m.K) | 0,096 | 1,18 | 0,21 | 0,32 | 0,405 | 0,45 | 0,55 | 2,1 |

* Materiais utilizados em estado seco.

Tabela 1 – Dosagem de concreto celular espumoso por m³

Fonte: Ecopore (2018). Adaptado.

Como base, foi utilizada a composição almejando-se 1600 kg/m³ de peso específico

seco, exceto a água. As proporções de água utilizadas foram de acordo com as condições de trabalhabilidade do concreto e as proporções de aditivo seguiram as recomendações do fabricante.

Além da dosagem padrão do concreto celular utilizada, para os traços com adição de cal e cinzas de eucalipto foram tomados como referência trabalhos desenvolvidos por Mateos (1961) e Pinto (1971) para adotar os seguintes teores de cinzas: 10, 17,5 e 25% (em peso). O método de dosagem seguiu então as seguintes proporções:

- Padrão – 0% cinza + 0% cal;
- I – 0% cinza + 6% cal;
- II – 10% cinza + 6% cal;
- III – 17,5% cinza + 6% cal;
- IV – 25% cinza + 6% cal.

A partir dessas proporções chegou-se ao peso de cada material utilizado para fabricação dos traços, como visto na Tabela 2.

| Traço | Cimento (kg) | Areia (kg) | Cal (kg) | Cinza (kg) | Água (L) | Água na espuma (L) | Aditivo (L) |
|---------------|--------------|------------|----------|------------|----------|--------------------|-------------|
| Padrão | 15,60 | 43,00 | 0,00 | 0,00 | 9,70 | 0,82 | 0,021 |
| I | 15,60 | 40,42 | 2,58 | 0,00 | 10,50 | 0,82 | 0,021 |
| II | 15,60 | 36,12 | 2,58 | 4,30 | 12,30 | 0,82 | 0,021 |
| III | 15,60 | 32,90 | 2,58 | 7,53 | 15,50 | 0,82 | 0,021 |
| IV | 15,60 | 29,67 | 2,58 | 10,75 | 16,00 | 0,82 | 0,021 |

Tabela 2 – Proporções dos constituintes dos traços

Fonte: Autores (2019)

2.2.2 Confecção e cura dos corpos de prova

A areia seca em estufa foi peneirada em peneira grossa e as cinzas de eucalipto em peneiras de malha passante de 350 μm , a fim de eliminar impurezas indesejadas, que podem influenciar no desempenho e nas propriedades do concreto. Todos os materiais tiveram a sua massa previamente medida com o uso da balança e a água com o auxílio de uma proveta graduada.

Depois de dosados os materiais a serem utilizados, realizou-se a confecção do concreto em betoneira seguindo as recomendações descritas na NBR 12645 (ABNT, 1992). A espuma foi pré-formada com o auxílio de um agitador mecânico, sendo adicionada por último ao concreto. Ao fim, foi retirada uma amostra da mistura para medir o seu peso específico, para atestar que havia chegado ao almejado, cerca de 1600 kg/m³.

Em seguida, a moldagem dos corpos de prova foi executada em moldes cilíndricos de dimensões 10 cm x 20 cm, desenformados após 24h. Todo o procedimento de moldagem, adensamento manual, desmoldagem e cura foram feitos como recomendado pela NBR 5738 (ABNT, 2015).

Os corpos de prova foram colocados em caixas d'água utilizadas como câmara de cura até os sete dias e depois foram passados para sacos plásticos para continuar o processo de cura, mantendo a umidade no local com auxílio de recipientes com água, até o momento da realização dos ensaios.

2.2.3 Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos

Este ensaio foi feito em uma prensa hidráulica seguindo as recomendações da NBR 7215 (ABNT, 1996) e da NBR 5739 (ABNT, 2018). Ainda, foram utilizados discos de neoprene e as bases metálicas com anel de retenção para regularização da superfície dos corpos-de-prova no ato do rompimento. Todos os traços foram rompidos nas idades de 7, 14, 21 e 28 dias, sendo utilizados 3 corpos de prova a cada rompimento, a fim de obter uma média da resistência à compressão.

2.2.4 Ensaio de absorção de água por imersão

O ensaio de absorção foi realizado conforme as prescrições presentes na NBR 9778 (ABNT, 2005), atentando-se ao fato de que a saturação do corpo de prova, disposto no item 6.2 da norma supracitada, seguiu apenas uma das condições descritas, a de imersão em água à temperatura de (23 ± 2) °C. A outra condição, de imersão em água à temperatura de (23 ± 2) °C, seguida de conservação em água em ebulição durante 5 h, não foi possível devido à falta de equipamentos específicos no local.

Foi utilizada a balança para medir a massa específica (saturada e seca) das amostras, a estufa a 105 °C para a secagem e dessecadores para resfriamento ao ar seco à temperatura de (23 ± 2) °C. Completada a secagem e resfriamento, os corpos de prova foram colocados em recipientes para manter a saturação.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Análise do ensaio de compressão axial

Na Tabela 3 são apresentados os valores médios obtidos a cada ensaio. Baseado nestes resultados pode-se definir qual ou quais dos cinco traços poderiam ser utilizados na execução de paredes de concreto celular moldados no local.

| Tempo | Resistências médias (MPa) | | | | |
|---------|---------------------------|------|------|-------|------|
| | Padrão | I | II | III | IV |
| 7 dias | 4,99 | 6,56 | 5,47 | 8,28 | 4,30 |
| 14 dias | 5,36 | 7,36 | 5,47 | 8,78 | 5,25 |
| 21 dias | 6,04 | 8,11 | 5,31 | 9,83 | 6,14 |
| 28 dias | 5,29 | 8,23 | 6,16 | 10,53 | 5,85 |

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de compressão dos corpos de prova

Fonte: Autores (2019)

Quando se adicionou a cal à mistura observou-se uma melhoria em relação à trabalhabilidade e, conseqüentemente, um melhor adensamento, e por fim obteve-se uma maior resistência. Por outro lado, a incorporação de cinza ao concreto evidenciou a grande absorção de água pela mistura, cabendo à cal tentar minimizar essa característica.

Em contrapartida, o traço de cinza com teor de 25% apresentou uma grande redução na resistência. Segundo Pinto (1971), o acréscimo de resistência é maior quando entre os teores de 10% a 17,5%. O autor relata ainda que teores de 17,5% a 25% de cinza tendem a ter redução no acréscimo de resistência. A Figura 1 mostra a tendência de crescimento ou declínio de resistência com o passar dos dias.

Segundo Silva (2015), apenas três normas brasileiras regulamentam a execução e utilização do concreto celular para fins estruturais, a NBR 12644:2014, NBR 12645:1992 e NBR 12646:1992, entretanto nenhuma delas dedica-se a projeto. Partindo dessa premissa, para suprir esta etapa há um projeto de norma, ABNT/CEE 185:000.01-001-1 (ABNT, 2013), que trata sobre o projeto, controle e execução de paredes de concreto celular moldados no local, que também será usado de base nesta pesquisa.

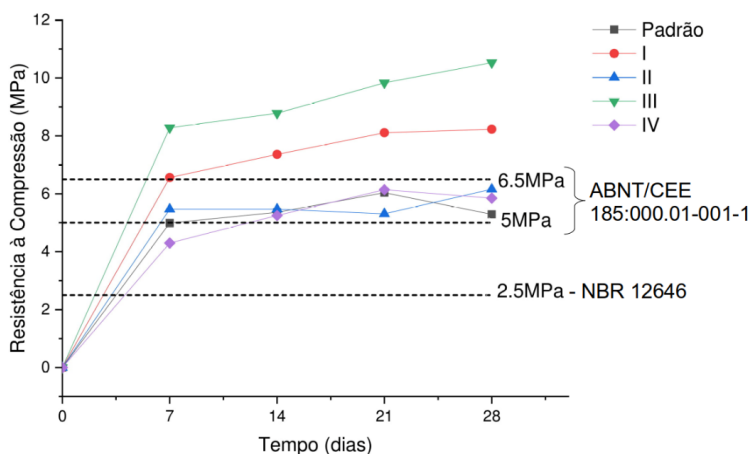


Figura 1 – Análise comparativa de resistência à compressão entre os traços

Fonte: Autores (2019)

Em conformidade com a NBR 12646:1992, o concreto celular espumoso deve apresentar $f_{ck} \geq 2,5$ MPa aos 28 dias de idade para utilização em paredes de edificações térreas. A Figura 1 evidencia os resultados obtidos relacionados com os limites estabelecidos pela norma.

Analisando a Figura 1 é possível ver que todos os traços atingiram, de forma satisfatória, resistências superiores aos 2,5 MPa, exigidos pela NBR 12646 (ABNT, 1992). Desta forma, visando a redução nos custos com a areia, a redução dos impactos ambientais, a incorporação e aceitação da cinza como componente do concreto celular espumoso, o Traço IV (6% de cal + 25% de cinza) representa uma alternativa altamente viável.

Complementarmente, a ABNT/CEE 185:000.01-001-1 preconiza que os concretos produzidos com espuma pré-formada podem ser aplicados com fins estruturais em paredes de edificações moldadas *in loco*, desde que apresentem $f_{ck} \geq 5,0$ MPa aos 28 dias de idade. Ainda cita que os concretos que apresentem $f_{ck} \geq 6,5$ MPa podem ser utilizados com fins estruturais em paredes de edificações com até dois pavimentos, em que a classe de agressividade local seja I. A Figura 1 mostra os traços que atendem ou não os requisitos estabelecidos pelo projeto de norma.

Observando a Figura 1 é possível ver que todos os traços superaram a resistência de 5,0 MPa exigida pela ABNT/CEE 185:000.01-001-1. Desta forma, todos os traços poderiam ser aplicados em paredes de concreto celular moldadas *in loco* com função estrutural em edificações térreas. Ainda é possível observar que apenas os traços I (6% cal + 0% cinza) e III (6% cal + 17,5% cinza), atingiram os requisitos estabelecidos pela comissão de estudos especiais para edificações com até dois pavimentos e classe de agressividade local I.

Outro fator importante a ser analisado quando se fala em concreto celular é a massa específica da mistura em estado fresco e o teor de incorporação de ar. Segundo o Sistema de Custos de Obras e Serviços de Engenharia, fornecido pela Prefeitura de Rio de Janeiro (s.d), as argamassas convencionais tem massa específica em torno de 2100 kg/m^3 . A Figura 2 apresenta no gráfico de linhas a massa específica e no gráfico de barras o teor de ar incorporado para cada traço ensaiado.

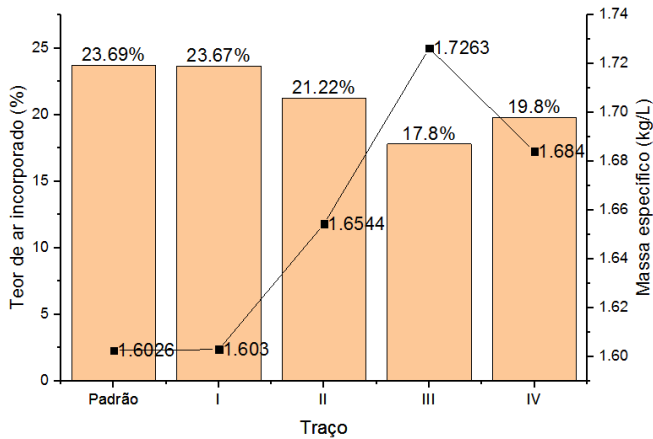


Figura 2 – Massa específica e teor de ar incorporado

Fonte: Autores (2019)

Como principal característica do concreto celular, à medida que o teor de ar incorporado aumenta, sua massa específica diminui. Observa-se, portanto, que conforme a quantidade de cinza adicionada cresce, menores são os teores de incorporação de ar. Pela granulometria bastante reduzida, a cinza tende a ocupar os vazios promovendo uma estrutura mais compacta.

3.2 Análise do ensaio de absorção

A Figura 3 aponta a variação da absorção de água em função do tempo para os diferentes traços.

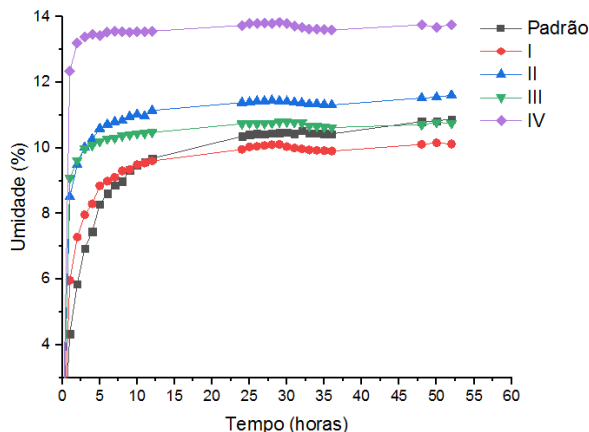


Figura 3 – Absorção de água em relação ao tempo

Fonte: Autores (2019)

Analisando a Figura 3, observa-se o aumento de absorção de água à medida que se aumenta o teor de cinza na mistura. O traço IV (6% cal, 25% cinza) apresentou o maior teor de absorção, de 13,81%. Por outro lado, o traço I (6% cal, 0% cinza) apresentou os menores teores, o que já era esperado.

Silva *et al.* (2015) diz que a adição de cinza resulta no aumento de até 15% na absorção de água e de até 12% do índice de vazios para as argamassas. Isto se deve geralmente pela maior rugosidade das cinzas, que conseqüentemente retém mais água na mistura, gerando maior quantidade de vazios na argamassa endurecida. Essas premissas apontadas pelo autor foram verificadas nesta pesquisa. Além disso, Silva *et al.* (2018), aponta que, ao se adicionar cal na mistura, por conseqüência se eleva o consumo de água. Os vazios são preenchidos com partículas finas, que, juntamente com a água facilita o deslizamento das partículas, possibilitando um melhor encaixe, uma melhor aglutinação dos elementos do concreto. Sendo assim, conclui-se que com o aumento do teor de cal diminui-se a porosidade.

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi possível verificar a eficácia de todos os traços realizados, podendo ser aplicados em paredes de concreto celular moldadas in loco em edificações térreas, ao atingirem a resistência à compressão exigida por norma, de 2,5 MPa, e a resistência determinada pela comissão de estudos especiais, de 5,0 MPa.

O traço IV, produzido com maior teor de cinza (6% de cal + 25% de cinza), apesar dos seus resultados indicarem uma resistência reduzida em relação aos demais traços, identifica-se notoriamente suas vantagens no que tange a sustentabilidade ambiental e econômica, constatando sua efetividade. Já para paredes de edificações com até dois pavimentos, apenas os traços I (6% cal + 0% cinza) e III (6% cal + 17,5% cinza) atingiram os requisitos estabelecidos pela comissão de estudos especiais, que estabelece a resistência de 6,5 MPa.

Portanto, a partir dos resultados experimentais e comparações obtidas, foi possível comprovar a viabilidade técnica do emprego do concreto celular espumoso modificado, com adição de cinza da biomassa de eucalipto, em conjunto com a cal, para fins estruturais. Como a preocupação com a sustentabilidade ambiental é um dos assuntos mais discutidos atualmente, a reutilização desse resíduo tem impacto positivo, pois evita a poluição gerada pelo seu descarte, proporcionando benefícios não só ecológicos, mas também sociais e econômicos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento Portland**. 7. ed. São Paulo, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12645**: Execução de paredes de concreto celular espumoso moldadas no local - Procedimento. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12646**: Paredes de concreto celular espumoso moldadas no local. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7175**: Cal hidratada para argamassas - Requisitos. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9778**: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica, Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Proposta: CEE-185:000.01-001-1**: parede de concreto celular estrutural moldada no local para a construção de edificações: projeto, execução e controle - Procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

COELHO A. Z. G.; TORRALBA F.P.; JALALI S. **A Cal na Construção**. TecMinho. Lisboa: Publidisa, 2009.

ECOPORE. **ECOFOAM – Aditivo Espumante para Concreto Celular**. Disponível em: <<http://www.ecopore.com.br/ecofoam/>>. Acesso em 18 de setembro de 2018.

FOELKEL, C. Resíduos Sólidos Industriais do Processo de Fabricação de Celulose Kraft de Eucalipto: Resíduos Minerais. **Eucalyptus Online Book**. São Paulo, v. 25, n. 5, 2011.

MATEOS, M. **Physical and mineralogical factors in stabilization of Iowa soils with lime and fly ash**. PhD thesis. Iowa University, 1961.

PETRUCCI, E. G. R. **Concretos de Cimento Portland**. 5. ed. São Paulo: GLOBO, 1978.

PINTO, S. **Estabilização de areia com cal e cinza volante**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1971, 153p.

RECENA, Fernando A. P. **Conhecendo Argamassa**. Porto Alegre: EDIPUCRS, 2007.

SILVA, F.F; FIUZA, G.F.S; NEVES, L.H.S.B; GOMES, G.J.C. Estudo da influência de cal hidratada na permeabilidade do concreto. **Revista Teccen**. Jan/Jun. 2018.; 11 (1): 02-09.

SILVA, R. B.; FONTES, C. M. A.; LIMA, P. R. L.; GOMES, O. da F. M.; LIMA, L. G. L. M.; MOURA, R. C. de A.; TOLEDO FILHO, R. D. Cinzas de biomassa geradas na agroindústria do cacau: caracterização e uso em substituição ao cimento. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 15, n. 4, p. 321-334, out./dez. 2015. ISSN 1678-8621.

TEZUKO, Y. Concretos especiais .In: Simpósio de Desempenho de Materiais e Componentes de Construção Civil. Florianópolis. **Simpósio de Desempenho de Materiais e Componentes de Construção Civil**, 1989.

TROIAN, A. **Avaliação da durabilidade de concretos produzidos com agregado reciclado de concreto com frente à penetração de íons cloreto**. Dissertação (Mestrado). Universidade do vale do rio dos sinos, Rio grande do Sul, 2010.

CAPÍTULO 10

GESTÃO DE RISCOS DE ACIDENTES DE TRABALHO UTILIZANDO PRINCÍPIOS DE PSICODINÂMICA DO TRABALHO

Data de aceite: 01/06/2021

Data de submissão: 05/03/2021

Renata Moreira de Sá e Silva

Instituto Federal de Brasília – Campus
Samambaia
Brasília – DF

<http://lattes.cnpq.br/2766761113904410>

Claudio Henrique de Almeida Feitosa Pereira

Universidade de Brasília
Brasília-DF

<http://lattes.cnpq.br/5457613006182121>
ORCID 0000-0003-2170-0068

RESUMO: A construção civil é um dos segmentos que mais registram acidentes de trabalho no Brasil. Apesar de iniciativas de segurança do trabalho estarem disseminadas nesse setor, o Brasil ocupa a quarta posição no ranking de acidentes de trabalho mundial. Assim, este trabalho tem como objetivo geral apresentar uma forma alternativa de gestão de segurança e saúde no trabalho (SST) através da gestão de riscos ocupacionais com incorporação de princípios da Psicodinâmica do Trabalho (PDT). Para isso, como metodologia é realizado uma abordagem que inclui os aspectos sociais na prevenção dos acidentes de trabalho onde os acidentes são tratados como produto das organizações, contrapondo-se aos modelos tradicionais culpabilizantes (tanto do empregador, quanto do empregado). Desta forma, tem-se como resultados, o levantamento dos novos riscos

ocupacionais, que são os Riscos Psicossociais Ocupacionais (RPO's) na busca por um eficaz gerenciamento de riscos de acidentes. Conclui-se que existe necessidade de novos modelos de prevenção para estes novos riscos, já que são emergentes e apresentam-se como decorrentes de interações entre trabalho, satisfação no trabalho e as condições da sua organização.

PALAVRAS-CHAVE: Gestão de segurança do trabalho; psicodinâmica do trabalho; gestão de riscos ocupacionais; acidente de trabalho.

WORK ACCIDENT RISK MANAGEMENT USING PRINCIPLES OF PSYCHODYNAMICS OF WORK

ABSTRACT: Civil construction is one of the segments that most register work accidents in Brazil. Although work safety initiatives are widespread in this sector, Brazil occupies the fourth position in the ranking of work-related accidents worldwide. Thus, this work has the general objective of presenting an alternative form of occupational health and safety management (OHS) through the management of occupational risks with the incorporation of the principles of Psychodynamics of Work (PDT). For this, as a methodology, an approach is carried out that includes social aspects in the prevention of accidents at work where accidents are treated as a product of organizations, in contrast to traditional blaming models (both for the employer and the employee). In this way, the results are the survey of new occupational risks, which are Occupational Psychosocial Risks (RPO's) in the search for an effective accident risk management. It is concluded that there is a need for new

prevention models for these new risks, since they are emerging and appear as a result of interactions between work, job satisfaction and the conditions of your organization.

KEYWORDS: Work safety management; psychodynamics of work; occupational risk management; work accident.

1 | INTRODUÇÃO

Os acidentes de trabalho situam-se como a principal causa ocupacional de morte na construção civil sendo considerada uma das indústrias mais perigosas em todo o mundo, liderando as taxas de acidentes de trabalho fatais (mortes) e não fatais (incapacidades temporárias e permanentes) (RINGEN, SEEGAL e WEEKS, 2019). No Brasil, a construção civil é um dos segmentos que mais registram acidentes de trabalho sendo o primeiro do país em incapacidade permanente, o segundo em mortes (perde apenas para o transporte terrestre) e o quinto em afastamentos com mais de 15 dias (BATISTA, 2019). As principais causas destes acidentes são impactos com objetos, quedas, choques elétricos e soterramento ou desmoronamento.

É fato que, mesmo com vasta legislação de segurança do trabalho no âmbito nacional e presença de sistemas de gestão de Segurança e Saúde do Trabalho (SST) em obras de construção civil, ainda continuam diariamente acontecendo acidentes de trabalho fazendo com que os números de mortes e incapacitados sejam considerados críticos. Acontece que tradicionalmente, as discussões e ações relativas à abordagem dos riscos ocupacionais são realizadas exclusivamente por profissionais especialistas em segurança do trabalho, por serem estes os detentores dos conhecimentos técnico-científicos necessários à análise desses riscos, bem como por serem os únicos aptos a lhes propor soluções (PORTO, 2000). Desta forma, aos trabalhadores resta apenas uma participação receptiva às demandas impostas pelas normas de segurança, em respeito às regras e à utilização de equipamentos de proteção individual e coletiva. Entretanto, essas abordagens abarcam apenas aquela área do trabalho passível de antecipação, ou de suposição de antecipação, uma vez que despreza a parte que não se pode prever, sobre a qual não se pode objetivar, excluindo da sua concepção a experiência real do trabalho (NASCIMENTO, CUNHA e FEITOSA, 2006).

Assim, contrapondo-se a abordagem técnica e estatística do risco, levar em consideração a abordagem dos trabalhadores sobre os mesmos, a fim de construir o sentido do risco pela diferença que existe entre a abordagem estatística e a dos operadores apresenta-se como uma alternativa interessante (NOUROUDINE, 2004). Nessa perspectiva, já há algum tempo, a Psicodinâmica do Trabalho (PDT), teoria proposta pelo seu pelo seu precursor, Christophe Dejours, vem desde 1987 auxiliando estudos em ambientes de trabalho através da Psicologia, onde propõe dentre outros princípios, que aliado ao saber técnico especializado, sejam incorporados os saberes dos trabalhadores nas discussões e ações de prevenção de riscos ocupacionais, por conceber que todos os trabalhadores

conhecem, de alguma maneira, os perigos do seu trabalho.

Mediante este cenário, este trabalho propõe o início de estudos buscando aliar conhecimentos já consolidados na Psicologia do Trabalho à Engenharia de Segurança do Trabalho de modo a realizar o gerenciamento de riscos de acidentes de trabalho em obras de construção civil incluindo aspectos sociais na prevenção dos acidentes de trabalho. Dessa forma, propõe-se uma noção de risco ocupacional integradora, onde a lacuna existente entre a gestão de segurança determinada no escritório e aplicada em obra (trabalho prescrito e trabalho real) seja preenchida com o *saber* dos trabalhadores buscando diminuir os riscos de acidente de trabalho. Sendo assim, este trabalho tem como objetivo geral apresentar uma forma alternativa de gestão de SST através da gestão de riscos ocupacionais com incorporação de princípios da PDT.

2 | METODOLOGIA

Foi realizado um estudo descritivo por meio de revisão integrativa de literatura, no qual foram realizadas buscas científicas nas bases Scielo, Capes e Google Acadêmico, contemplando o tema: psicodinâmica do trabalho em construção civil. A pesquisa bibliográfica trata de um levantamento da bibliografia já publicada, em forma de livros, publicações avulsas, imprensa escrita e principalmente artigos científicos e compreende ao menos oito etapas: a escolha do tema, elaboração do plano de trabalho, identificação, localização, compilação, fichamento, análise e interpretação, e redação (MARCONI e LAKATOS, 2010). A revisão integrativa é um método que proporciona a síntese de conhecimento e a incorporação da aplicabilidade de resultados de estudos significativos na prática (SOUZA, SILVA e CARVALHO, 2010). Os artigos incluídos neste trabalho foram selecionados respeitando os seguintes critérios de inclusão: estudos que retratassem o tema proposto, publicados em língua inglesa, portuguesa e francesa nos últimos 20 anos e que estivessem disponível *online* na íntegra. Sendo assim, a amostra foi coletada de fevereiro de 2019 a julho de 2019. Utilizou-se como descritores verbais: gestão de riscos de acidentes em construção civil; psicodinâmica do trabalho em obra; psicodinâmica do trabalho em construção civil.

3 | SAÚDE E SEGURANÇA DO TRABALHO EM CANTEIROS DE OBRAS

O campo da SST no Brasil, ao longo dos últimos 20 anos, trilha seus caminhos entre avanços e retrocessos. Nesse período o próprio mundo do trabalho mudou com o aprofundamento da reestruturação produtiva na globalização neoliberal, gerando desemprego, precarização das relações de trabalho, agravamento das questões ambientais, enfraquecimento da capacidade representativa dos sindicatos, trazendo novos desafios a esse campo (LACAZ, 2005).

Toda a prática da prevenção de acidentes brasileira está fortemente centrada

no cumprimento de normas de segurança oficiais, onde se destaca a Lei Federal 6.514, de 22/12/1977, que altera o Capítulo V do Título II da Consolidação das Leis do Trabalho (CLT); e a Portaria do Ministério do Trabalho 3.214/78, que aprova as Normas Regulamentadoras (NR's), que atualmente são 37 em vigor. Essas normas apresentam frequentes atualizações, sendo necessário acompanhamento à versão atualizada, no site da Secretaria de Trabalho, Ministério da Economia (BRASIL, 2019). Nesse sentido, cursos ou treinamentos de segurança e saúde constituem-se de meios basilares das políticas de segurança e saúde, que promovam o processo de conscientização do trabalhador acerca dos riscos existentes nos locais de trabalho e das condutas de segurança, que devem ser adotadas para se evitar a materialização dos riscos (LACERDA, 2016).

Todavia, a busca de culpados pelos acidentes de trabalho baseou-se na imposição jurídica da responsabilidade civil, onde a teoria da culpa direciona a análise dos acidentes no sentido de atribuir-lhes uma dentre duas causas possíveis: uma ação dolosa do empregado (ato inseguro) ou uma ação dolosa do empregador (condição insegura, criada por imprudência, negligência ou imperícia). Assim, os acidentes de trabalho têm sido frequentemente associados a patrões negligentes que oferecem condições de trabalho inseguras e a empregados displicentes que cometem atos inseguros. No entanto, sabe-se que as causas dos acidentes de trabalho, normalmente, não correspondem a essa associação, mas sim às condições ambientais (riscos ocupacionais) a que estão expostos os trabalhadores e ao seu aspecto psicológico, envolvendo fatores humanos, econômicos e sociais (riscos psicossociais) (PESSOA, 2014). Assim, deve-se adotar uma concepção mais abrangente sobre os riscos ocupacionais, levando em conta os interesses dos trabalhadores e sua efetiva participação na prevenção, análise e tratamento dos mesmos.

Segundo a NR 9 que estabelece o Programa de Prevenção de Riscos Ambientais (PPRA), consideram-se riscos ambientais (que são os riscos ocupacionais) os agentes físicos, químicos e biológicos existentes nos ambientes de trabalho que, em função de sua natureza, concentração ou intensidade e tempo de exposição, são capazes de causar danos à saúde do trabalhador. Já os Riscos Psicossociais Ocupacionais (RPO's) são as percepções subjetivas que o trabalhador tem dos fatores de organização do trabalho, como exemplo: considerações relativas à carreira, à carga e ritmo de trabalho e ao ambiente social e técnico do trabalho. Assim, a percepção psicológica que o indivíduo tem das exigências do trabalho é o resultado das características físicas da carga, da personalidade do indivíduo, das experiências anteriores e da situação social do trabalho (BRASIL, 2003). A Agência Europeia para a Saúde e Segurança no Trabalho (OSHA, 2019a) afirma que os RPO's são considerados nocivos especialmente à saúde mental do trabalhador e decorrem de falhas na concepção, organização e gestão do trabalho, bem como de um contexto social laboral problemático, assim estabelece um Gráfico que sintetiza a relação pressão x rendimento no trabalho (Figura 1), onde se observa que quanto maior a pressão, menor o rendimento no trabalho e que existe um nível ótimo, onde a pressão com certo controle

permite um rendimento de médio a alto (OSHA, 2019b).



Figura 1 - Relação em Forma de U invertido entre a Pressão e o Rendimento no trabalho (OSHA, 2019b).

Ao abordar o gerenciamento de riscos observa-se que existem duas orientações clássicas principais dentro das organizações em relação às pessoas no ambiente do trabalho: uma originada a partir da engenharia de segurança, que tem por meta o controle de falhas materiais (condições inseguras) e humanas (atos inseguros); e outra da teoria das organizações que objetiva o gerenciamento dos recursos humanos. Dessa forma, o estudo de Dejours (1999) buscou analisar o fator humano segundo essas duas orientações, onde colocava em questão se esses dois encaminhamentos seriam passíveis de conjunção. Assim, para o autor, a dissociação de qualidade, segurança e promoção da saúde provoca fraturas em um conjunto profundamente integrado de componentes referentes aos seres humanos em situação de trabalho e essa integração precisa ser mantida tanto no plano conceitual quanto no do planejamento e da prática cotidiana. Assim, para a construção de um modelo de gestão que se aproxime da realidade, faz-se necessário considerar os componentes culturais, sociais e organizacionais que estão envolvidos nas relações do trabalho, onde a confiança e a cooperação são condições indispensáveis para um bom desempenho em segurança. Além disso, tem-se que os instrumentos dos sistemas tradicionais de prevenção e controle ainda são eficazes, se aplicados corretamente a perigos e riscos conhecidos, ou seja, riscos ambientais, como aqueles derivados de produtos químicos perigosos, máquinas e ferramentas, transporte manual de cargas e agentes biológicos. No entanto, é necessário complementar esses instrumentos com estratégias e instrumentos destinados a antecipar, identificar, avaliar e controlar os novos riscos (RPO's) decorrentes de mudanças no mundo do trabalho e tecnologias inovadoras. Assim, espera-se que a avaliação e estabelecimento de medidas preventivas para lidar

com estes novos riscos do futuro seja parte de um processo complexo, devido aos diversos fatores considerados anteriormente (OSHA, 2009).

4 | PSICODINÂMICA DO TRABALHO

Nesta perspectiva, a PDT assume um importante papel nos estudos brasileiros e também em outros países, especialmente França e Canadá, sobre saúde/doença mental do trabalhador, buscando agregar valores a gestão de riscos ocupacionais. O objetivo da PDT é estudar as táticas individuais e coletivas de mediação do sofrimento psíquico utilizadas pelos trabalhadores na busca da saúde mental, considerando a subjetividade no trabalho como resultante da interação entre sujeito e dimensões do contexto laboral (DEJOURS, 2012). Sendo assim, é importante a organização favorecer espaços de cooperação onde as pessoas sintam-se à vontade para fornecer informações, para que haja trocas, diálogos e debates sobre o trabalho, pois quando há um clima de confiança e cooperação acaba incentivando a obter melhores resultados, sendo especialmente benéfico para a produção de conhecimentos, desenvolvimento das atividades e dos saberes de prudência. A expressão saberes de prudência é utilizada para definir a prevenção espontânea resultante dos saberes das profissões e tradições operárias. Esses procedimentos são estratégias eficazes na defesa contra os riscos do trabalho, são indissociáveis do saber operário, apresentando uma parte consciente e outra inconsciente, adquirida na arte da profissão, nas tradições, nos costumes e nos hábitos (DEJOURS, 2012).

5 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram selecionados para uma análise mais detalhada, três estudos que mais se aproximam dos objetivos dessa pesquisa: Estudo 1 – artigo nacional (BARROS; MENDES, 2003), Estudo 2 - dissertação de mestrado nacional (BARROS, 2005) e Estudo 3 - artigo internacional (GANEM; RODRIGUES, 2016).

5.1 Estudo 1

Em seu artigo, Barros e Mendes (2003) investigam as estratégias defensivas contra o sofrimento utilizadas por trabalhadores terceirizados de uma construtora em Brasília - DF, utilizando como referencial teórico-metodológico a PDT. Assim, realizam-se entrevistas coletivas semi-estruturadas com 20 trabalhadores, distribuídos em quatro grupos com cinco participantes cada um, submetidas à análise de conteúdo.

5.2 Estudo 2

Em um estudo mais profundo sobre trabalhadores terceirizados de uma construtora de Brasília - DF, divididos em dois grupos, sendo um grupo constituído por terceirizados de empreiteira (TE) e o outro por terceirizados de cooperativa (TC), Barros (2005) analisou o contexto de trabalho sob três dimensões: organização (ritmo de trabalho, regras, normas,

metas de produtividade), condições (equipamentos, ferramentas e instrumentos) e relações sociais (interação entre pares e chefias) de trabalho. Foram analisados dois grupos de TE, com cinco trabalhadores e dois grupos de TC, com cinco trabalhadores, totalizando vinte trabalhadores, através de entrevistas coletivas semi-estruturadas, submetidas posteriormente a técnica de análise de conteúdo.

5.3 Estudo 3

Em seu estudo Ganem e Rodrigues (2016), com base em uma pesquisa sobre PDT realizada em 2013 com trabalhadores da construção civil em Brasília – DF levantam a seguinte hipótese: a ideologia defensiva conhecida como “a luta pela sobrevivência” tem um impacto considerável na relação subjetiva com o trabalho? Dessa forma esse este artigo continuou um diálogo iniciado há 30 anos entre a PDT e a antropologia do trabalho em busca de trazer novos elementos de compreensão da relação subjetiva dos trabalhadores com o trabalho. Constituiu em um estudo de caso, de alguns trabalhadores brasileiros, onde a pesquisa iniciou-se através da análise da segurança dos trabalhadores em canteiro de obras na cidade de Brasília - DF, tendo como tema: “o não uso de EPI’s (Equipamentos de Proteção Individual)”. O questionamento principal foi: Será que os operários têm consciência do risco do trabalho que realizam? Ou eles “negam” tal risco? Para realização da pesquisa de campo foram utilizados os princípios da PDT, onde: os sujeitos pesquisados são voluntários e devem ser do mesmo nível hierárquico; cada participante da pesquisa representa a si mesmo; a formação dos grupos é de 6 a 15 voluntários; as reuniões devem ser realizadas com no mínimo intervalo de 2 dias entre elas, para que os trabalhadores tenham tempo de reflexão sobre seus comentários e dos outros; deve haver ao menos dois pesquisadores atuando juntos e o relatório final deve ser validado pelos participantes o que é denominado de co-construção. Assim buscou-se verificar e compreender as estratégias defensivas adotadas pelos trabalhadores com a finalidade de evitar doenças e preservar seu equilíbrio psíquico, segundo os postulados de Dejours. Participaram da pesquisa 22 voluntários, onde foram ouvidos 16 e os outros 6 participaram da validação do relatório.

5.4 Considerações sobre os trabalhos analisados

Após análise dos estudos selecionados, sistematizou as principais contribuições em um quadro-resumo (Quadro 1).

| ESTUDOS | Situações vivenciadas que causam sentimento de: | | Estratégias Defensivas ¹ |
|---|--|---|---|
| | Prazer | Sufrimento | |
| Estudo 1 (BARROS; MENDES, 2003) | Relações sociais satisfatórias tanto com os pares quanto com a chefia. | Rigidez da organização do trabalho (fragmentação das tarefas, controle, pressão, sobrecarga, exigência por elevada produtividade) | Controle da situação e racionalização expressa por justificativas lógicas (necessidade de sobrevivência) |
| | | Precárias condições de trabalho | Negação |
| | | Desgaste físico e mental | Brincadeiras entre colegas |
| | | Falta de reconhecimento | |
| Estudo 2 (BARROS, 2005) | Relações sociais de trabalho satisfatórias (para TE) | Mais indicadores de sofrimento nos TE que nos TC. | Estratégias de mediação (por meio da racionalização), utilizavam-se de justificativas frente à situações adversas e injustas como, por exemplo, a satisfação com a remuneração e a flexibilidade no horário de trabalho |
| | Reconhecimento (para os TC) | Rígida organização (que gera sentimento de insegurança, medo e angústia) | |
| | Valorização do trabalho (para os TC) | Precárias condições de trabalho | |
| Estudo 3 (GANEM; RODRIGUES, 2016) | Não Pontuado | Coexistência da consciência de risco e a negação do risco para si mesmo. | Comportamento depreciativo, aparentemente defensivo. |
| | | Usam equipamentos de segurança, apesar da falta de conforto. | Ideologia da vergonha, ideologia defensiva que pode ser construída com base em uma condição social (como a do subemprego). |
| | | | Luta pela sobrevivência (Estratégia de defesa coletiva, estruturada a partir de uma situação que não está diretamente relacionada ao trabalho, mas sim à falta dele). |

Quadro 1 – Principais Aspectos levantados pela PDT em trabalhadores de construção civil em Brasília-DF.

Observa-se que os riscos ocupacionais, mesmo não sendo o foco dos estudos, puderam ser elencados. Em especial, os RPO's, onde as autoras identificaram aspectos marcantes de sofrimento entre os trabalhadores. Sendo assim, observa-se que a utilização da ferramenta PDT apresenta-se como uma alternativa promissora, ao levantar aspectos subjetivos no ambiente de trabalho, permitindo a identificação de situações que causam

1 Práticas adotadas pelos trabalhadores com a finalidade de evitar doenças e preservar seu equilíbrio psíquico

desconforto entre os trabalhadores e que podem contribuir para que ocorram acidentes de trabalho. Mediante este estudo teórico piloto, prevê a possibilidade de utilização desse método entre operários de construção civil de forma a mapear todos os riscos psicossociais que atingem essa categoria profissional, contribuindo assim para um eficaz gerenciamento de riscos de acidentes.

6 | CONCLUSÃO

Após estudar criteriosamente os trabalhos selecionados para a obtenção das informações relevantes a esse estudo, aliados a experiência dos autores de mais de 10 anos de atuação em engenharia e segurança do trabalho, observou-se a marcante presença nas obras dos novos riscos ocupacionais, RPO's, dessa forma existindo a necessidade de novos modelos de prevenção para estes novos riscos, já que são emergentes e apresentam-se como decorrentes de interações entre trabalho, satisfação no trabalho e as condições da sua organização. Para isso, a utilização de princípios de PDT, apresenta-se como uma ferramenta interessante quando aliada ao gerenciamento de riscos ocupacionais para controle dos acidentes de trabalho, uma vez que inclui aspectos sociais na prevenção dos acidentes de trabalho onde os acidentes são tratados como produto das organizações, contrapondo-se aos modelos tradicionais culpabilizantes (tanto do empregador, quanto do empregado).

Assim, trabalhos pontuais já levantaram alguns riscos psicossociais específicos entre trabalhadores de construção civil que desencadeiam sofrimento, sendo necessários mais estudos para tentar mapear todos os riscos psicossociais presentes nessa categoria profissional a fim de manter um sistema de gestão de riscos ocupacionais mais adequado com essa nova realidade mundial e dessa forma, alcançar um eficaz gerenciamento de riscos de acidentes.

REFERÊNCIAS

BARROS, P. C. R.; MENDES, A. M. (2003). **Sofrimento psíquico no trabalho e estratégias defensivas dos operários terceirizados da construção civil.** In: *Psico USF*, 8 (1), 63-70.

BARROS, P. C. R. **Prazer e Sofrimento dos Trabalhadores Terceirizados da Construção Civil do Distrito Federal.** Dissertação Mestrado em Psicologia Social, do Trabalho e das Organizações. Universidade de Brasília, UNB, Brasil. 2005.

BATISTA, Vera. **Canpat: construção civil está entre os setores com maior risco de acidentes de trabalho.** Publicado em 26/04/2019. Disponível em: <http://blogs.correiobrasiliense.com.br/servidor/canpatconstrucao-civil-esta-entre-os-setores-com-maior-risco-de-acidentes-de-trabalho/>. Acesso em: 02/05/2019.

BRASIL. Instituto Nacional do Seguro Social. **Instrução normativa INSS/DC n. 98 de 05 de dezembro de 2003**. Diário Oficial da União de 10/12/2003. Disponível em: <https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=75579>. Acesso em: 15/03/2019.

BRASIL. Secretaria de Trabalho. Ministério da Economia. Fiscalização. Inspeção do Trabalho. **Normas Regulamentadoras**. Disponível em: <https://sit.trabalho.gov.br/portal/index.php/seguranca-e-saude-no-trabalho/legislacao-ssr/normas-regulamentadoras?view=default>. Acesso em: 15/03/2019.

DEJOURS, C. **O Fator Humano**. Rio de Janeiro: Editora Fundação Getulio Vargas. 1999.

DEJOURS, C. **Trabalho Vivo: trabalho e emancipação**. Tomo II. Tradução: Franck Soudant. Brasília: Paralelo 15, 2012.

GANEM, Valérie; RODRIGUES, Martha Veras. **Quel est l'impact de la faim et de la lutte pour la survie sur le rapport subjectif au travail ?** In: *Perspectives interdisciplinaires sur le travail et la santé*. 18-1/2016. Disponível em: <http://pistes.revues.org/4673>. Acesso em: 01/04/2019.

LACAZ, F. A. C. **Saúde do trabalhador: vinte anos de história e trajetória**. CONFERÊNCIA NACIONAL DE SAÚDE DO TRABALHADOR, 3., 2005, Brasília. 3ª. CNST: Trabalhar, Sim! Adoecer, Não! Coletânea de Textos. Brasília, 2005. p. 133-137. Disponível em: http://www.bvsmms.saude.gov.br/bvs/trabalhador/pdf/coletanea_textos_econf.pdf. Acesso em: 26/03/2019.

LACERDA, Patrícia de Souza. **Eficácia das Normas de Segurança e Saúde do Trabalhador**. In: LETRAS JURÍDICAS. V. 4, N.2, 2º SEMESTRE DE 2016. ISSN 2358-2685. CENTRO UNIVERSITÁRIO NEWTON PAIVA. Disponível em: <http://npa.newtonpaiva.br/letrasjuridicas/wp-content/uploads/2017/07/LJ-2016-2-12.pdf> Acesso em: 24.02.19.

MARCONI, M. A.; LAKATOS, E. M. **Fundamentos de metodologia científica: Técnicas de pesquisa**. 7 ed. – São Paulo: Atlas, 2010.

NASCIMENTO, E. L.A.; CUNHA, T. B.; FEITOSA, J. S. **Das metodologias tradicionais à Psicodinâmica do Trabalho: reflexões sobre a prevenção dos riscos ocupacionais**. In: XXVI ENEGEP - Fortaleza, CE, Brasil, 9 a 11 de Outubro de 2006. Disponível em: http://www.abepro.org.br/biblioteca/enegep2006_tr500338_8430.pdf. Acesso em: 12/02/2019.

NOUROUDINE, A. **Risco e atividades humanas: acerca da possível positividade aí presente**. In: FIGUEIREDO, M. *et al.* (Org.). *Labirintos do trabalho: interrogações e olhares sobre o trabalho vivo*. Rio de Janeiro: DP&A, 2004.

OSHA. **New and emerging risks in occupational safety and health**. Dez de 2009. Disponível em: http://osha.europa.eu/en/publications/outlook/en_te8108475enc.pdf. Acesso em: 26/02/2019.

OSHA. **Riscos psicossociais e estresse no trabalho**. Disponível em: <https://osha.europa.eu/pt/themes/psychosocial-risks-and-stress>. Acesso em: 15/03/2019a.

OSHA. **Guia eletrônico sobre a gestão do stresse e dos riscos psicossociais no local de trabalho**. Disponível em <https://osha.europa.eu/pt/tools-and-resources/e-guides/e-guide-managing-stress-and-psychosocial-risks>. Acesso em: 15.03.2019b.

PESSOA, Lucineide Leite. **Riscos de acidente de trabalho na construção civil.** In: Revista Jus Navigandi, ISSN 1518-4862, Teresina, ano 19, n. 3871, 5 fev. 2014. Disponível em: <https://jus.com.br/artigos/26605>. Acesso em: 17/03/2019.

PORTO, M. F. S. **Análise de riscos nos locais de trabalho: conhecer para transformar.** Cadernos de Saúde do Trabalhador – Instituto Nacional de Saúde do Trabalhador (INST)/Central Única dos Trabalhadores (CUT). São Paulo: Kingraf Gráfica e Editora, 2000.

RINGEN K., SEEGAL J. L., WEEKS J. L. **Construcción.** Disponível em: <http://www.mtas.es/insht/EncOIT/tomo3.htm>. Acesso em: 19/02/2019.

SOUZA, M. T.; SILVA, M. D.; CARVALHO; R. **Revisão Integrativa: O que é e como fazer.** São Paulo (SP) 2010. Disponível em: http://www.astresmetodologias.com/material/O_que_e_RIL.pdf. Acesso em: 10/02/2019.

INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE DOSAGEM E SUAS INTERAÇÕES SOBRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

Data de aceite: 01/06/2021

Data de submissão: 04/05/2021

Cristiane Carine dos Santos

Universidade Federal de Santa Maria
Santa Maria/RS
<http://lattes.cnpq.br/4101897913771990>

Denise Carpena Coitinho Dal Molin

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Porto Alegre/RS
<http://lattes.cnpq.br/0887502044987077>

Geraldo Cechella Isaia

Universidade Federal de Santa Maria
Santa Maria/RS
<http://lattes.cnpq.br/8260652949733370>

João Ricardo Masuero

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Porto Alegre/RS
<http://lattes.cnpq.br/4370368219369627>

André Lübeck

Universidade Federal de Santa Maria
Santa Maria/RS
<http://lattes.cnpq.br/7511022637484145>

RESUMO: Este estudo objetiva avaliar a influência das diferentes variáveis de dosagem (teor de pasta, relação a/c, forma e módulo de elasticidade do agregado graúdo) e suas interações, sobre o módulo de elasticidade estático do concreto de cimento Portland. Dessa forma, foram fixados três teores de pasta (24,7%, 19,8% e 16,5%), três relações água/cimento (0,38,

0,48 e 0,58), mediu-se o módulo de elasticidade das quatro rochas selecionadas (basalto, diabásio, calcário e granito), para o basalto e o diabásio utilizou-se três formas de agregado graúdo (com beneficiamento, intermediário e sem beneficiamento), e para o calcário e granito apenas uma forma (com beneficiamento). Após a seleção e estudo dos diferentes materiais utilizados para a produção dos concretos, foi possível produzir as diversas misturas e obter os resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade, os quais foram ensaiados aos 28 dias de idade do concreto. As interações entre as variáveis apresentaram influências sobre o módulo de elasticidade do concreto, porém a variável teor de pasta, de primeira ordem, apresentou maior impacto, em todas as situações analisadas. Portanto, os resultados confirmaram que as variáveis selecionadas e suas interações possuem influência significativa sobre o módulo de elasticidade do concreto.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto; teor de pasta; resistência característica à compressão; forma do agregado graúdo; módulo de elasticidade do agregado graúdo.

INFLUENCE OF DOSAGE PARAMETERS AND THEIR INTERACTIONS ON THE MODULUS OF ELASTICITY OF CONCRETE

ABSTRACT: This study aims to evaluate the influence of the different dosage variables (paste content, a / c ratio, shape and modulus of elasticity of the coarse aggregate) and their interactions, on the static elasticity modulus of Portland cement concrete. Thus, three paste

contents (24.7%, 19.8% and 16.5%) were fixed, three water / cement ratios (0.38, 0.48 and 0.58), the module was measured of elasticity of the four selected rocks (basalt, diabase, limestone and granite), for basalt and diabase three forms of coarse aggregate were used (with beneficiation, intermediate and without beneficiation), and for limestone and granite only one form (beneficiation). After the selection and study of the different materials used for the production of the concretes, it was possible to produce the various mixtures and obtain the results of compressive strength and modulus of elasticity, which were tested at 28 days of age of the concrete. The interactions between the variables influenced the modulus of elasticity of the concrete, but the variable content of paste, of the first order, had a greater impact in all situations analyzed. Therefore, the results confirmed that the selected variables and their interactions have a significant influence on the modulus of elasticity of the concrete.

KEYWORDS: Concrete; paste content; characteristic compressive strength; coarse aggregate shape; modulus of elasticity of coarse aggregate.

1 | INTRODUÇÃO

O módulo de elasticidade estático é uma propriedade imprescindível para o dimensionamento estrutural e sua previsão é complexa (YILDIRIM et al., 2011; NEVILLE, 2011; ASLANI et. al. 2012; KOCKAL 2015; ACI COMMITTEE 318 2014; ZHOU et al. 2015; BILIR 2016).

Li et al. (1999) estudaram os diferentes parâmetros que influenciam no módulo de elasticidade do concreto e puderam concluir que aumentando-se a dimensão máxima do agregado gráudo aumentou-se o módulo do concreto. E o aumento do volume de agregados ou redução da espessura da zona de transição também aumentou o módulo.

Quando Johari et al. (2011) investigaram a influência de materiais cimentícios suplementares, nomeadamente sílica ativa, metacaulim, cinza volante, escória de alto forno granulada e moída, perceberam que as mesmas apresentaram grandes efeitos sobre a resistência à compressão e pequenos efeitos sobre o módulo de elasticidade. Já para Shariq et al. (2013) estudando diferentes idades de ensaios e substituição parcial de cimento por escória granulada de alto forno, os traços com substituição de escória tiveram o módulo reduzido para as diferentes substituições e idades de ensaio.

O efeito do teor de umidade no módulo de elasticidade foi investigado por Liu et al. (2014), em que o módulo de elasticidade aumentou com o aumento do teor de umidade. Já Craeyer et al. (2014) estudaram o efeito do volume de pasta e agregado gráudo sobre o módulo de elasticidade do concreto e concluíram que esses efeitos se mostraram estatisticamente significativos. Jurowski e Grzeszczyk (2015) estudando diferentes tipos de agregados gráudos e dimensão máxima, mantendo o mesmo volume e relação a/c, inferiram que essas variáveis influenciaram no módulo de elasticidade do concreto de maneira significativa.

Para Yang et al. (2016) a dimensão máxima dos agregados influenciou no módulo

de elasticidade do concreto, pois diminuindo-se a dimensão máxima do agregado graúdo, diminuiu-se a resistência à compressão axial e o módulo de elasticidade do concreto. A influência das diferentes composições minerais de rocha foram estudadas por Piasta et al. (2017) em que os maiores valores de módulo de elasticidade foram observados nos concretos de dolomita e basalto e os piores nos concretos de granito.

Tibbetts et al. (2018) tentaram provar que um fator da norma estudada para estimar o módulo de elasticidade do concreto era mais apropriado que outro, para tanto estudaram diferentes tipos de agregados graúdos e concluíram que o módulo de elasticidade do concreto alterou de acordo com o tipo de agregado graúdo. Girardi et al. (2020) também estudou a influência de diferentes parâmetros de dosagem sobre o módulo de deformação do concreto e pode inferir que o volume de pasta e agregado, e a natureza do agregado apresentaram grande influência sobre o módulo.

Klein, Lenz e Mazer (2020) investigaram a influência do empacotamento de agregados no módulo de elasticidade estático de concretos com resistência à compressão de 25 e 40 MPa. Dessa forma concluíram que o empacotamento produziu um aumento médio no módulo de elasticidade estático do concreto de 21% em 7 dias e 8% em 28 dias.

Portanto, pode-se concluir que entre as variáveis que influenciam de maneira significativa no módulo de elasticidade do concreto, o teor de pasta, litologia do agregado graúdo e resistência à compressão axial do concreto apresentaram grande importância sobre o módulo de elasticidade pela maioria dos estudos.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

Para alcançar os objetivos propostos fixou-se três teores de pasta (24,7%, 19,8% e 16,5%), três relações água/cimento (0,38, 0,48 e 0,58), mediu-se o módulo de elasticidade das quatro rochas selecionadas (basalto, diabásio, calcário e granito), para o basalto e o diabásio utilizou-se três formas de agregado graúdo (com beneficiamento, intermediário e sem beneficiamento), e para o calcário e granito apenas uma forma (com beneficiamento). Assim, foi possível produzir as diferentes misturas de concreto (Tabela 1) e obter a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do mesmo. Resultados estes que foram analisados esteticamente e permitiram concluir sobre a influência das variáveis e interações sobre o módulo de elasticidade do concreto.

| TRAÇO | f_{ck} | Descrição | Tratamentos m=4,5 m=6 | | | COMPOSIÇÃO DO TRAÇO UNITÁRIO (kg) | | |
|--------|----------|-----------|-----------------------------|---------------|---------|-----------------------------------|------------------|------------------|
| | | | | | | cimento : areia : brita : a/c | | |
| Código | (MPa) | | | | | m=7,5 | | |
| D25 | 25 | Diabásio | Com VSI | Intermediário | Sem VSI | 1:1,97:2,53:0,58 | 1:2,78:3,22:0,58 | 1:3,59:3,91:0,58 |
| D35 | 35 | | | | | 1:1,97:2,53:0,48 | 1:2,78:3,22:0,48 | 1:3,59:3,91:0,48 |
| D45 | 45 | | | | | 1:1,97:2,53:0,38 | 1:2,78:3,22:0,38 | 1:3,59:3,91:0,38 |
| B25 | 25 | Basalto | Com VSI | Intermediário | Sem VSI | 1:1,97:2,53:0,58 | 1:2,78:3,22:0,58 | 1:3,59:3,91:0,58 |
| B35 | 35 | | | | | 1:1,97:2,53:0,48 | 1:2,78:3,22:0,48 | 1:3,59:3,91:0,48 |
| B45 | 45 | | | | | 1:1,97:2,53:0,38 | 1:2,78:3,22:0,38 | 1:3,59:3,91:0,38 |
| G25 | 25 | Granito | - | - | Sem VSI | 1:1,97:2,53:0,58 | 1:2,78:3,22:0,58 | 1:3,59:3,91:0,58 |
| G35 | 35 | | | | | 1:1,97:2,53:0,48 | 1:2,78:3,22:0,48 | 1:3,59:3,91:0,48 |
| G45 | 45 | | | | | 1:1,97:2,53:0,38 | 1:2,78:3,22:0,38 | 1:3,59:3,91:0,38 |
| C25 | 25 | Calcário | - | - | Sem VSI | 1:1,97:2,53:0,58 | 1:2,78:3,22:0,58 | 1:3,59:3,91:0,58 |
| C35 | 35 | | | | | 1:1,97:2,53:0,48 | 1:2,78:3,22:0,48 | 1:3,59:3,91:0,48 |
| C45 | 45 | | | | | 1:1,97:2,53:0,38 | 1:2,78:3,22:0,38 | 1:3,59:3,91:0,38 |

Tabela 1: Misturas de concreto.

2.1 Materiais

O cimento utilizado no estudo foi o CP V-ARI (NBR 16697:2018), massa específica 3,14 g/cm³. Como agregado miúdo foi utilizada uma areia natural, massa específica 2,62 g/cm³ e módulo de finura de 2,07, proveniente do rio Jacuí da cidade de Rio Pardo – RS, e como agregados graúdos foram utilizados quatro diferentes tipos de rochas: basalto (massa específica 2,95 g/cm³ e módulo de elasticidade 91,2 GPa), diabásio (massa específica 2,58 g/cm³ e módulo de elasticidade 79,2 GPa), granito (massa específica 2,67 g/cm³ e módulo de elasticidade 65,8 GPa), e calcário (massa específica 2,74 g/cm³ e módulo de elasticidade 63 GPa), todas com dimensão máxima característica de 19 mm. O módulo de elasticidade das rochas foi determinado com corpos de prova cilíndricos de diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, conforme a NBR 10341 (ABNT, 2006). As amostras foram ensaiadas em uma prensa hidráulica INSTRON, Modelo EDX 1500. As rochas de basalto e diabásio foram estudadas com diferentes formas ou níveis de beneficiamento VSI (britador de eixo vertical), com beneficiamento, sem beneficiamento e intermediário (composto por 50% com VSI e 50% sem VSI). Dessa maneira foi possível avaliar a influência da forma do agregado graúdo no módulo de elasticidade e sua interação com as demais variáveis.

Todos os materiais utilizados para a moldagem do concreto foram previamente preparados. Os agregados foram lavados e secos, visando garantir as mesmas condições para os diferentes agregados graúdos, que foram peneirados para uniformizar a composição granulométrica e ajustar a mesma dimensão máxima estabelecida. Os demais materiais foram apenas armazenados em locais apropriados, livre de umidade.

Tanto para o agregado miúdo quanto para os graúdos foram realizados os ensaios de caracterização física. As Tabelas 2 e 3 apresentam a composição granulométrica desses agregados.

| Peneiras(mm) | Massa retida (kg) | % em massa | |
|--------------------------------|-------------------|------------|-----------|
| | | Retida | Acumulada |
| | Areia | Areia | Areia |
| 1,18 | 0,150 | 3 | 3 |
| 600 μm | 1,067 | 22 | 25 |
| 300 μm | 2,760 | 55 | 80 |
| 150 μm | 0,960 | 19 | 99 |
| Fundo | 0,063 | 1 | 100 |
| TOTAL | 5 | 100 | 207 |
| Dimensão máxima característica | | | 1,18 mm |
| Módulo de finura | | | 2,07 |

Tabela 2: Composição granulométrica: agregado miúdo.

| Peneiras (mm) | Massa retida (kg) | % em massa | |
|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|
| | | Retida | Acumulada |
| | Agregado graúdo | Agregado graúdo | Agregado graúdo |
| 19 | 0,280 | 2 | 2 |
| 12,5 | 7,160 | 48 | 50 |
| 9,5 | 5,840 | 39 | 89 |
| 6,3 | 1,580 | 10 | 99 |
| | | | |
| 4,75 | 0,049 | 0 | 99 |
| 2,36 | 0,014 | 0 | 99 |
| 1,18 | - | 0 | 99 |
| 600 μm | - | 0 | 99 |
| 300 μm | - | 0 | 99 |
| 150 μm | - | 0 | 99 |
| Fundo | 0,076 | 1 | 100 |
| TOTAL | 15 | 100 | 685 |

| | |
|--------------------------------|-------|
| Dimensão máxima característica | 19 mm |
| Módulo de Finura | 6,85 |

Tabela 3: Composição granulométrica: agregados graúdos.

2.2 Parâmetros de dosagem dos concretos

Os parâmetros de dosagem dos concretos foram estabelecidos com base no método de dosagem proposto pelo IPT/EPUSP (HELENE e TERZIAN, 1992). O valor de abatimento foi fixado em 100 ± 20 mm, medido de acordo com a NBR NM 67 (ABNT, 1998). Em alguns dos traços foi utilizado um plastificante livre de cloretos para alcançar a trabalhabilidade desejada.

Como neste estudo foram utilizados oito tipos de agregados graúdos, determinou-se o volume de vazios de cada um deles e a partir do agregado com maior teor de vazios (granito), definiu-se o teor ótimo de argamassa em 54%, utilizado para todos os demais tipos de agregados. O teor de materiais secos (m) foi validado em três níveis: mais rico ($m=4,5$), intermediário ($m=6$) e mais pobre ($m=7,5$) de maneira a obter os parâmetros para o diagrama de dosagem. Definidos os diagramas de dosagem, determinaram-se os traços para as relações água/cimentos fixadas em 0,38, 0,48 e 0,58.

Posteriormente foi formulada uma grande matriz com as interações possíveis entre as variáveis selecionadas que poderiam influenciar significativamente o módulo de elasticidade do concreto, como: relação água/cimento, teor de pasta, módulo de elasticidade da rocha e forma do agregado, sendo produzidas em laboratório as misturas (Tabela 1).

2.3 Moldagem, desmoldagem e cura dos corpos de prova

Para cada traço de concreto foram moldados 3 corpos de prova cilíndricos para o ensaio de resistência à compressão axial e 4 corpos de prova cilíndricos para o ensaio de módulo de elasticidade estático.

Fez-se o uso de uma betoneira de eixo inclinado para a produção dos concretos, conforme a NBR 5738 (ABNT, 2016). A betoneira foi sempre imprimida antes da preparação dos concretos. A ordem de colocação dos materiais foi sempre a mesma: inicialmente foi colocado 100% da brita, em seguida aproximadamente 30% da água e 100% de cimento, acrescentando o restante da água e 100% da areia. O aditivo foi adicionado em conjunto com os 30% finais de água. As misturas foram realizadas por aproximadamente cinco (5) minutos a partir da colocação total da água.

Finalizados os procedimentos de moldagem, os corpos de prova ficaram armazenados à temperatura ambiente durante 24 horas, cobertos com lona plástica. Em seguida, foram desmoldados e colocados em reservatórios de água com cal e curados até completar os 28 dias de idade, com temperatura e umidade relativa do ar controladas, conforme prescreve a NBR 9479 (ABNT, 2006).

Após o período de cura cada amostra foi retificada e submetida aos ensaios de

resistência à compressão axial e módulo de elasticidade estático do concreto de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2018) e NBR 8522 (ABNT, 2017), respectivamente.

2.4 Ensaio realizado com o concreto

Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto realizaram-se três ciclos de carregamento e descarregamento dos corpos de prova conforme determinado na NBR 8522 (2017) até o limite de 30% da resistência média à compressão do concreto. A deformação dos corpos de prova foi medida com dois transdutores de deslocamento indutivo (LVDT - Linear Variable Differential Transformer) integrados à prensa hidráulica com leitura esta transmitida diretamente para o software integrado da INSTRON, BlueHill 3.0.

2.5 Apresentação, tratamento e análise dos resultados

Os resultados obtidos por meio do programa experimental receberam tratamento estatístico com base na Análise de Variância (ANOVA), permitindo assim, a identificação das variáveis e interações que influenciaram significativamente no módulo. O nível de confiança adotado nas análises foi de 95%. Para a operação e apresentação dessas análises foram utilizados os recursos do software Statistica, versão 12.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Módulo de elasticidade do concreto

Para permitir a observação da influência das variáveis teor de pasta, relação água/cimento (a/c), módulo de elasticidade da rocha e forma do agregado graúdo sobre o módulo de elasticidade do concreto, foram analisadas todas as variáveis para as rochas que tiveram três formas diferentes de agregado graúdo (diabásio e basalto), ou seja, beneficiamento VSI, intermediário e sem VSI. Para as rochas de calcário e granito analisou-se a interação das mesmas variáveis com exceção da forma.

Nas Tabelas 4 e 5 são apresentadas as análises de variâncias (ANOVA) para as rochas de diabásio e basalto e para as rochas de calcário e granito, respectivamente.

| Parâmetros | SQ | GDL | MQ | Teste F | Valor “p” | Significância |
|-------------------------------|-------|-----|-------|---------|-----------|---------------|
| A: Teor de Pasta | 640,5 | 2 | 320,3 | 1286,9 | 0,000000 | S |
| B: Relação água/cimento (a/c) | 523,8 | 2 | 261,9 | 1052,5 | 0,000000 | S |
| C: Forma do agregado graúdo | 40,2 | 2 | 20,1 | 80,7 | 0,000000 | S |
| D: E_c da Rocha | 17,6 | 1 | 17,6 | 70,6 | 0,000000 | S |
| AxB | 6,9 | 4 | 1,7 | 7,0 | 0,000033 | S |
| AxC | 33,4 | 4 | 8,4 | 33,6 | 0,000000 | S |
| BxC | 5,8 | 4 | 1,5 | 5,9 | 0,000195 | S |
| AxD | 11,8 | 2 | 5,9 | 23,7 | 0,000000 | S |
| BxD | 0,6 | 2 | 0,3 | 1,2 | 0,313673 | NS |
| CxD | 13,3 | 2 | 6,7 | 26,8 | 0,000000 | S |
| AxBxC | 11,3 | 8 | 1,4 | 5,7 | 0,000002 | S |
| AxBxD | 15,9 | 4 | 4,0 | 16,0 | 0,000000 | S |
| AxCxD | 19,7 | 4 | 4,9 | 19,8 | 0,000000 | S |
| BxCxD | 0,9 | 4 | 0,2 | 0,9 | 0,439180 | NS |
| Erro | 40,3 | 162 | 0,2 | | | |

Tabela 4: ANOVA: módulo de elasticidade do concreto - rochas de diabásio e basalto.

| Parâmetros | SQ | GDL | MQ | Teste F | Valor “p” | Significância |
|-------------------------------|--------|-----|--------|---------|-----------|---------------|
| A: Teor de Pasta | 355,31 | 2 | 177,66 | 646,9 | 0,000000 | S |
| B: Relação água/cimento (a/c) | 204,57 | 2 | 102,28 | 372,4 | 0,000000 | S |
| C: E_c da Rocha | 9,83 | 1 | 9,83 | 35,8 | 0,000000 | S |
| AxB | 5,33 | 4 | 1,33 | 4,9 | 0,002045 | S |
| AxC | 9,14 | 2 | 4,57 | 16,6 | 0,000002 | S |
| BxC | 1,07 | 2 | 0,54 | 2,0 | 0,151290 | NS |
| AxBxC | 3,25 | 4 | 0,81 | 3,0 | 0,027828 | S |
| Erro | 14,83 | 54 | 0,27 | | | |

Tabela 5: ANOVA: módulo de elasticidade do concreto - rochas de calcário e granito.

Conforme a Tabela 4 pode-se afirmar que todas as variáveis analisadas se apresentaram significativas para o módulo de elasticidade do concreto, exceto a interação de segunda ordem entre relação água/cimento (a/c) x E_c da rocha e a interação de terceira ordem entre relação água/cimento (a/c) x forma do agregado graúdo x E_c da rocha, que se mostraram não significativas estatisticamente para o módulo de elasticidade do concreto.

A variável de maior significância para o módulo de elasticidade é o teor de pasta, seguido da relação água/cimento, da forma do agregado graúdo e, por fim, do tipo de rocha.

A Tabela 5 permite afirmar que todas as variáveis e suas interações apresentam significância estatística sobre o módulo de elasticidade do concreto quando do uso de agregados graúdos de calcário e granito, exceto a interação de segunda ordem entre o teor

de pasta x Ec da Rocha, que se mostrou não significativo, para o módulo de elasticidade do concreto.

Assim como para as rochas de diabásio e basalto, a variável de maior significância é o teor de pasta, seguido da relação água/cimento e do tipo de rocha.

3.1.1 Efeito isolado da variável teor de pasta

A Figuras 1, apresenta o efeito isolado da variável teor de pasta sobre o módulo de elasticidade do concreto para rochas de basalto e diabásio (a) e calcário e granito (b).

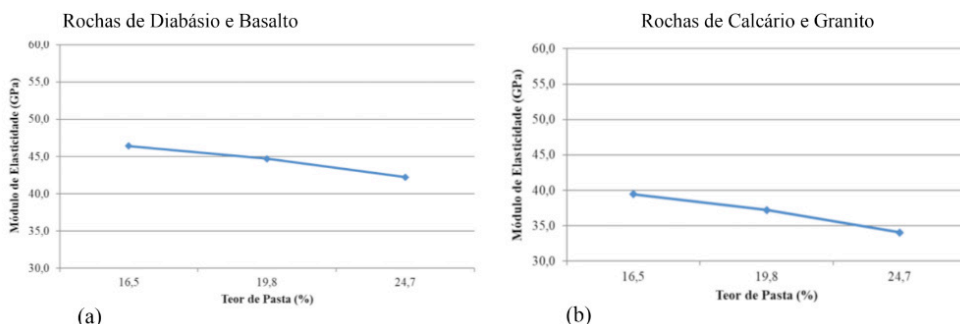


Figura 1: Efeito isolado da variável teor de pasta

Percebe-se que o aumento do teor de pasta tende a diminuir o módulo de elasticidade do concreto, o que ocorre com maior intensidade para as rochas de calcário e granito. Na Figura 1 (a), quando se aumentou o teor de pasta de 16,5% para 19,8%, a redução no módulo foi de 3,66%, e quando se elevou ainda mais o teor de pasta, passando de 19,8% para 24,7%, a redução no módulo ficou em torno de 5,59%. Para os concretos produzidos com rochas de calcário e granito, Figura 1 (b), o aumento no teor de pasta de 16,5% para 19,8% ocasionou uma redução no módulo de 5,82%, já quando se elevou ainda mais o teor de pasta de 19,8% para 24,7%, a redução foi cerca de 8,60%. Dessa forma, é possível associar a elevação do valor do módulo de elasticidade ao aumento da quantidade do componente de maior rigidez (agregado graúdo), pois quando se reduziu o teor de pasta, consequentemente se aumentou o teor de agregado graúdo na mistura, em que as proporções cimento:agregados foram 1:4,5 (volume de pasta 24,7%), 1:6 (volume de pasta 19,8%) e 1:7,5 (volume de pasta 16,5%).

Girardi (2018) obteve conclusões semelhantes, em que a redução do volume de pasta provocou um crescimento no valor do módulo de deformação, pois, com a redução do volume de pasta de 50,2% para 22,3%, nos traços 1:2 e 1:7, respectivamente, houve alteração no valor do módulo de deformação em 33,5% aos 28 dias. Demais autores também já evidenciaram esse comportamento, com Haecker et. al. (2005), Bauer, Pereira e Leal (2012), Xie et al. (2015), Bilesky (2016), entre outros.

3.1.2 Efeito isolado da variável relação água/cimento

A Figura 2 permite afirmar que o módulo de elasticidade do concreto diminuiu com o aumento da relação água/cimento (a/c), pois com relações a/c menores tem-se um menor afastamento dos grãos de aglomerante, menos água livre, menor porosidade da matriz e zona de transição menor, conseqüentemente haverá um espaço menor para o crescimento de cristais de hidróxido de cálcio.

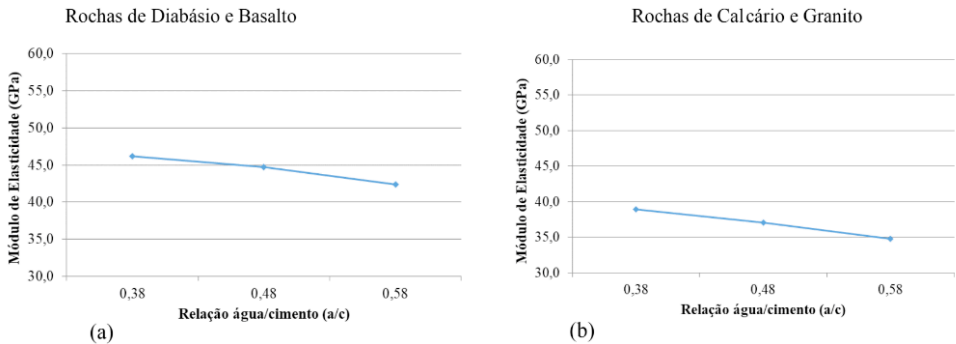


Figura 2: Efeito isolado da variável relação água/cimento

Para os concretos produzidos com rochas de diabásio e basalto, Figura 2 (a), a queda no valor do módulo quando se elevou a relação a/c de 0,38 para 0,48 foi de 3,25%, e quando a relação a/c passou de 0,48 para 0,58 a redução foi ainda maior, 5,15%. Comportamento semelhante verifica-se com as rochas de calcário e granito, Figura 2 (b), porém com maior intensidade, em que o aumento da relação a/c de 0,38 para 0,48 ocasionou uma queda no módulo de elasticidade de 4,88% e, 5,95% quando aumentou-se a relação a/c de 0,48 para 0,58. O comportamento evidenciado por este estudo também foi confirmado em pesquisas realizadas por Silva (2003), Haecker et. al. (2005), Rohden (2011), Bilesky (2016), entre outros.

3.1.3 Efeito isolado da variável forma do agregado graúdo

A variável forma somente foi analisada com as rochas de diabásio e basalto, devido aos tipos de beneficiamentos adotados pelas pedreiras. A Figura 3 permite inferir que à medida que o índice de forma do agregado graúdo aumenta, o módulo de elasticidade do concreto diminui. Quando se aumentou o índice de forma de 1,58 para 2,02 a redução do módulo foi de 1,11%, já quando o índice de forma passou de 2,02 para 2,50, a queda no valor do módulo foi cerca de 1,35%. Essas reduções ocasionadas no valor do módulo de elasticidade do concreto podem ser explicadas pelas partículas lamelares que acabam prejudicando o empacotamento e criando vazios, e assim afetando de maneira direta na capacidade de deformação do concreto.

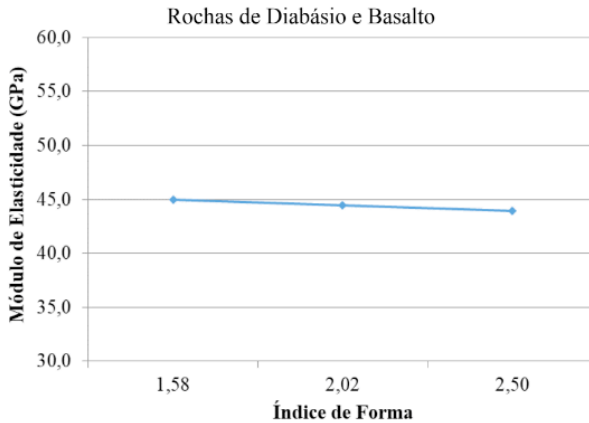


Figura 3: Efeito isolado da variável forma do agregado graúdo

Foram encontrados na literatura poucos estudos referentes a influência da forma do agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto, entre eles tem-se pesquisas de Oliveira et al., 2000; Mendes, 2008; Laserna e Montero, 2016; Silva et. al., 2017; HICKEL et. al., 2018. No entanto, o que se apresenta nesses estudos são conclusões semelhantes às obtidas por esta pesquisa.

3.1.4 Efeito isolado da variável E_c da rocha

Na Figura 4 observa-se o efeito isolado da influência do módulo de elasticidade da rocha (E_c) no módulo de elasticidade do concreto.

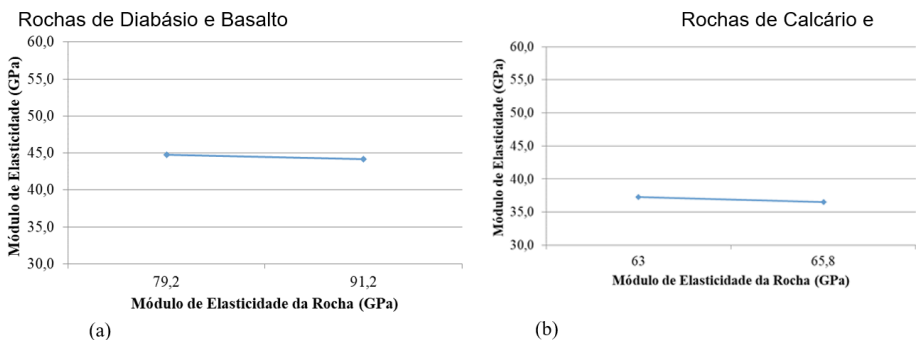


Figura 4: Efeito isolado da variável módulo de elasticidade da rocha

Verifica-se que apesar de estatisticamente a variável se apresentar significativa, as alterações nos resultados para rochas de diabásio (E_c 79,2 GPa e f_c 174,9 MPa) e basalto (E_c 91,2 GPa e f_c 108,3 MPa), Figura 4 (a), são muito pequenas, em que a variação foi de 1,11%. Já quando se observa a Figura 4 (b) para concretos com rochas de calcário (E_c

63,0 GPa e f_c 80,2 MPa) e granito (E_c 65,8 GPa e f_c 87,7 MPa), verificam-se alterações nos resultados médios do módulo de elasticidade do concreto com a variação do tipo de rocha de 2,14%.

Pesquisas realizadas por Rashid et al. (2002); Pompeu (2004); Alexander e Mindess (2005); Alhadad (2008); Neto et al. (2011); Ahmad e Alghamdi (2012); Uysal (2012); Gidrão (2015); Beushausen e Dittmer (2015); Bilesky (2016); Santos et al. (2017); Tibbetts et al. (2018) e entre outras, demonstraram que a rigidez do agregado tem um impacto direto no módulo de elasticidade do concreto. Ainda, as pesquisas de Wu et al. (2001), Beshr et al. (2003) e Uysal (2012) também confirmam as diferenças significativas entre os valores de módulo de elasticidade do concretos produzidos com diferentes tipos de agregados graúdos e relação a/c constante, em que o módulo de elasticidade do concreto aumentou em decorrência da elevação da resistência e do módulo do agregado.

4 | CONCLUSÕES

As conclusões são referentes às influências das diferentes variáveis estudadas sobre o módulo de elasticidade do concreto de cimento Portland, analisadas para cada uma das rochas selecionadas. As referidas conclusões foram:

- a) quanto menor o teor de pasta maior tende a ser o módulo de elasticidade do concreto, para todas as rochas estudadas;
- b) o módulo de elasticidade do concreto diminui com o aumento da relação água/cimento;
- c) a forma do agregado graúdo apresenta influência sobre módulo de elasticidade do concreto, quanto menor o índice de forma do agregado graúdo maior tende a ser o módulo de elasticidade do concreto;
- d) o módulo de elasticidade do concreto é influenciado pelas propriedades mecânicas do agregado graúdo;
- e) Para a propriedade módulo de elasticidade do concreto com as rochas basalto e diabásio, a variável de maior influência foi o teor de pasta, seguida pela relação a/c , forma do agregado graúdo e E_c da rocha;
- f) para os concretos produzidos com agregados de calcário e granito a variável de maior influência para o módulo de elasticidade do concreto é o teor de pasta, seguida pela relação a/c e E_c da rocha;
- g) indiferentemente do tipo de rocha estudada, a maioria das interações das variáveis se mostraram estatisticamente significativas para a propriedade do concreto (módulo de elasticidade), mas no âmbito prático não apresentam grande influência, pois o teste F mostra menor impacto que as variáveis principais.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318, “**Building Code Requirements for Structural Concrete** (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.

ASLANI, F., AND NEJADI, S., “**Mechanical Properties of Conventional and Self-Compacting Concrete: An Analytical Study**,” *Construction and Building Materials*, V. 36, 2012, pp. 330-347. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.04.034.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16697:**Cimento Portland - Requisitos**. Rio de Janeiro, RJ, 2018.

_____. NBR 10341:**Agregado graúdo para concreto -Determinação do módulo de deformação estático e do diagrama tensão-deformação em rocha matriz -Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2006.

_____. NBR NM 67: **Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998.

_____. NBR 5738: **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, 2016.

_____.NBR 9479: **Argamassa e concreto - Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, 2006.

_____. NBR 5739: **Concreto – Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos: método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2018.

_____.NBR 8522: **Concreto: determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2017.

ALHADAS, M. F. S. **Estudo da influência do agregado graúdo de diferentes origens mineralógicas nas propriedades mecânicas do concreto**. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil. Universidade Federal de Minas Gerais. 126 fls. Belo Horizonte/MG, 2008.

B. LIU, W. LV, L. LI, P. LI, **Effect of moisture content on static compressive elasticity modulus of concrete**, *Construction and Building Materials*. 69 (2014) 133-142.

BAUER, E.; PEREIRA, C. H. A. F.; LEAL, A. C. F. S. **Valores do módulo de elasticidade de concretos comercial da região do Distrito Federal**. XIV ENTAC – Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. Juiz de Fora/MG, 2012.

BESHR, H.; ALMUSALLAM, A. A.; MASLEHUDDIN, M. **Effect of coarse aggregate quality on the mechanical properties of high strength concrete**. *Construction and building materials*, v. 17, n. 2, p. 97-103, 2003.

BILESKY, P. C. **Contribuição aos estudos do módulo de elasticidade do concreto**. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) do Estado de São Paulo. 137 fls. São Paulo/SP, 2016.

BILIR, T., "Investigation of Performances of Some Empirical and Composite Models for Predicting the Modulus of Elasticity of High Strength Concretes Incorporating Ground Pumice and Silica Fume," Construction and Building Materials, V. 127, 2016, pp. 850-860. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.10.054.

CRAEYE, Bart et al. **Modulus of elasticity and tensile strength of self-compacting concrete: Survey of experimental data and structural design codes.** Cement and Concrete Composites, v. 54, p. 53-61, 2014.

GIRARDI, Ricardo; MOLIN, Denise Coitinho Dal; RECENA, Fernando Antonio Piazza. **Portland Cement Concrete Deformation Modulus: Influence of Paste Volume.** ACI Materials Journal, v. 117, n. 1, 2020.

HAECKER, C. -J. et al. **Modeling the linear elastic properties of Portland cement paste.** Disponível em: <<http://ciks.cbt.nist.gov/~garbocz/paper148/index.html>>. Acesso em 10 de agosto de 2020.

HELENE, Paulo RL; TERZIAN, Paulo. **Manual de dosagem e controle do concreto.** Pini, 1992.

HICKEL, G. C., BOAVENTURA, G. C., SOUZA, R. A. D., CALÇADA, L. M., CASALI, J. M., BETIOLI, A., & OLIVEIRA, A. L. D. (2018). **Influência do tipo de britador na forma dos grãos de agregados miúdos de britagem.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 11(4), 902-930.

JUROWSKI, Krystian; GRZESZCZYK, Stefania. **The influence of concrete composition on Young's modulus.** Procedia Engineering, v. 108, p. 584-591, 2015.

KLEIN, Nayara S.; LENZ, Lauri A.; MAZER, Wellington. **Influence of the granular skeleton packing density on the static elastic modulus of conventional concretes.** Construction and Building Materials, v. 242, p. 118086, 2020.

KOCKAL, N., "Validity and Reliability of Estimated Modulus of Elasticity of Cementitious Materials," IOP Conference Series. Materials Science and Engineering, V. 103, 2015, p. 012024 doi:10.1088/1757-899X/103/1/012024.

LI, G., ZHAO, Y., PANG, S. S., & LI, Y. (1999). **Effective Young's modulus estimation of concrete.** Cement and Concrete Research, 29(9), 1455-1462.

M. UYSAL, **The influence of coarse aggregate type on mechanical properties of fly ash additive self-compacting concrete,** Constr. Build. Mater. 37 (2012) 533– 540.

MELO NETO, A. A.; HELENE, PR do L. **Módulo de elasticidade: dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de elasticidade de concretos.** In: Congresso Brasileiro do Concreto, 44º, Belo Horizonte. 2002.

MENDES, T M. **Influência do coeficiente de atrito entre os agregados e da viscosidade da matriz no comportamento reológico de suspensões concentradas heterogêneas.** 2008. 103p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

NEVILLE, A. M. **Properties of Concrete.** 5th ed. England: Pearson, 2011.

OLIVEIRA, I. R.; STUDART, A. R.; PILEGGI, R. G.; PANDOLFELLI, V. C. **Dispersão e empacotamento de partículas: princípios e aplicações em processamento cerâmico**. São Paulo: Fazendo Arte Editorial, 2000.

PIASTA, Wojciech; GORA, Jacek; BUDZYŃSKI, Waldemar. **Stress-strain relationships and modulus of elasticity of rocks and of ordinary and high performance concretes**. Construction and Building Materials, v. 153, p. 728-739, 2017.

RASHID MA, MANSUR MA, ASCE M, PARAMASIVAM P. **Correlations between mechanical properties of high-strength concrete**. J Mater Civ Eng 2002;14:230-8

ROHDEN, A., BRESCOVIT, A., KIRCHHEIM, A., & MOLIN, D. (2011). **Efeito do teor de agregado graúdo na resistência à tração do concreto do concreto de alto desempenho**. In ANAIS DO 53º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO.

SANTOS, ANTONIO CARLOS DOS et al. **Comparative study between theoretical values and experimental results of concrete elasticity modulus produced with different types of coarse aggregate**. Ambiente Construído, v. 17, n. 3, p. 281-294, 2017.

SILVA, K. J. D. **Estudo do comportamento do módulo de deformação de concretos com um ano de idade, produzidos com diferentes agregado graúdos**. Monografia de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. Centro Federal de Educação Tecnológico de Goiás. Goiânia/GO, 2003.

SILVA, Rui Vasco; DE BRITO, Jorge; DHIR, Ravindra Kumar. **Establishing a relationship between modulus of elasticity and compressive strength of recycled aggregate concrete**. Journal of cleaner production, v. 112, p. 2171-2186, 2016.

TIBBETTS, Caitlin M. et al. **Aggregate Correction Factors for Concrete Elastic Modulus Prediction**. ACI Structural Journal, v. 115, n. 4, p. 931-941, 2018.

XIE Y, CORR DJ, JIN F, ZHOU H, SHAH SP. **Experimental study of the interfacial transition zone (ITZ) of model rock-filled concrete (RFC)**. Cement & Concrete Composites. 2015;55:223- 31.

Y. ZHOU, J. GAO, Z. SUN, W. QU, **A fundamental study on compressive strength, static and dynamic elastic moduli of young concrete**, Construction and Building Materials, 98 (2015), 137-145, doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.08.110.

YANG, Huaquan; RAO, Meijuan; DONG, Yun. **Influence study of extra-large stone limited size and content on full-graded concrete properties**. Construction and Building Materials, v. 127, p. 774-783, 2016.

YILDIRIM, HASAN; SENGUL, Ozkan. **Modulus of elasticity of substandard and normal concretes**. Construction and Building Materials, v. 25, n. 4, p. 1645-1652, 2011.

PROGRAMAS DE PAGAMENTO POR SERVIÇOS AMBIENTAIS NO BRASIL E AS PERSPECTIVAS DOS PRODUTORES RURAIS

Data de aceite: 01/06/2021

Luiz Fernando de Moura Ferreira

Aluno do Curso de Engenharia Civil da UFMS,
Bolsista de Iniciação Científica CNPq – PIBIC
2019/08

Ingrid Moreno Mamedes

Colaboradora, Doutoranda em Tecnologias
Ambientais, PGTA/FAENG

Paulo Tarso Sanches de Oliveira

Professor da UFMS, FAENG/UFMS

RESUMO: Com o crescimento populacional e o conseqüente aumento das demandas por bens e serviços fornecidos a partir da pecuária e agricultura, vem por ter concomitantemente um aumento na necessidade de proteger e se conservar a integridade do ambiente natural. Dessa forma, os Pagamentos por Serviços Ambientais (PSA) passaram a ser utilizados como ferramenta de incentivo aos proprietários rurais para adoção de práticas conservacionistas. Entretanto, a falta de informações sobre os programas no Brasil tem dificultado o intercâmbio de experiências, acarreta a descrença da população sobre a efetividade dos mesmos e dificulta à adesão de novos investidores e proprietários. Com isso, buscou-se preencher essa lacuna, através do levantamento de dados sobre os programas de PSA desenvolvidos no país, por meio de revisão bibliográfica e entrevistas aos responsáveis pelos programas. Desta forma foi possível levantar o número de

programas criados, quais deles estão ativos, objetivos e atividades desenvolvidas para tais fins, os parâmetros monitorados, as fontes de financiamento e os resultados obtidos por meio deles. Sendo assim, por meio desta análise foi encontrado um total de 67 projetos de PSA desenvolvidos no Brasil, sendo os principais objetivos relacionados a restauração da vegetação e redução de sedimentos, constatou-se também que as mudanças contribuíram positivamente para a atividade dos proprietários rurais, por meio da melhoria no plantio e na disponibilidade de água.

PALAVRAS-CHAVE: Serviços ecossistêmicos, Restauração ecológica, Produtor de Água.

ABSTRACT: Concomitantly with population growth and the consequent increase in demands for goods and services provided from livestock and agriculture, there is an increased need to protect and conserve the integrity of the natural environment. Thus, the Payments for Environmental Services (PES) began to be used as a tool to encourage landowners to adopt conservationist practices. However, the lack of information about the programs in Brazil has hindered the exchange of experiences, which leads to the population's disbelief about their effectiveness and makes it difficult for new investors and landowners to join. With this in mind, we sought to fill this gap by collecting data on PES programs developed in the country, through a literature review and interviews with those responsible for the programs. In this way it was possible to survey the number of programs created, which ones are active, objectives and

activities developed for these purposes, the parameters monitored, the funding sources and the results obtained through them. So, through this analysis it was found a total of 70 PES projects developed in Brazil, the main objectives being related to the restoration of vegetation and sediment reduction, it was also found that the changes contributed positively to the activity of rural landowners, through improved planting and water availability.

KEYWORDS: Ecosystem services, Ecological restoration, Water producer.

INTRODUÇÃO

Nos últimos anos instrumentos econômicos têm ganhado força como sendo uma alternativa para o incentivo aos produtores por uso adequado e manutenção dos recursos naturais. Segundo Novaes (2014) vendo que podemos assumir que toda a sociedade depende e se beneficia dos serviços ambientais e que para a manutenção do mesmo existem custos econômicos e de oportunidade é de extrema importância que a sociedade promova e incentive as práticas destas provisões, sejam eles através de serviços de mercado ou incentivos públicos. Sendo através destas compensações a configuração de pagamento por serviços ambientais (PSA).

Uma outra forma também de se caracterizar, é vendo que serviços ambientais, que anteriormente vinham por ter fornecimento constante pela própria natureza estão se tornando cada vez mais escassos e segundo Wunder (2006) esta escassez acaba os transformando em grandes potenciais sujeitos ao comércio e a partir desta ideia central se dá o PES, ou seja um benefício externo, contratual e condicional aos proprietários em retorno a adoção de práticas que protegem a conservação e restauração do ecossistema.

A partir disto conseguimos entender que para que um projeto possa ser classificado como PSA deve-se, seguir as seguintes condições: ter uma transação voluntária, ter um uso tipo de uso e ambiente bem definido, ser comprado por pelo menos um provedor e ter pelo menos um provedor de serviços e o mesmo deve assegurar a provisão do serviço prestado, recebendo somente com esta condição

Um ponto importante também a se observar é a relação dos produtores e o PSA. Pois como mostra Wunder (2006), em alguns casos o programa passa a constituir uma parcela notável na renda familiar e os custos de oportunidade de terra influencia na participação dos agricultores de pequeno e médio porte. Por outro lado, os benefícios do lado não monetário se tornam importantes como a segurança da posse da terra, mapeamento e demarcação da terra e a demonstração de uma atividade geradora de renda a partir dela.

A história econômica do Brasil é marcada por um grande processo de ocupação e exploração dos seus recursos naturais, apoiado tanto na expansão agrícola. Um reflexo disto é na década de 1980, em que o cerrado brasileiro foi intensamente explorado, calculando-se que 50 % de sua área já fora desmatada Shiki (2011) mostra também que todas as regiões do Brasil enfrentam sérios problemas ambientais, como as queimadas, desmatamento, o assoreamento de corpos d'água e sua poluição. Sendo que os mesmos

ameaçam diversos serviços ambientais e acabam por desenvolver grandes desafios para a sociedade, sendo um deles retratado pela escassez de água. Onde tal situação levou a elaboração de propostas de PSA, como por exemplo a aplicada no município de Extrema no estado de Minas Gerais, em que a política visava compensar os proprietários rurais pela conservação e restauração de áreas degradadas que margeiam os cursos d'água.

Mesmo que o PES represente uma mudança no paradigma, tendo ele enfoque no incentivo à proteção e gestão do patrimônio ambiental, ainda existem incertezas no âmbito da eficácia, como em qualquer outro instrumento. Com a revisão do código florestal pode-se permitir a implementação dos serviços de pagamento por serviços ambientais como um instrumento, mas deixa uma lacuna quando se vê a parte de avaliar e indicar quais fontes e instituições são adequadas (Canova, 2019).

Apesar da crescente importância deste assunto no âmbito nacional ainda se vê muito poucos estudos relacionados ao mesmo, o que traz uma grande incerteza com relação a eficácia dos projetos já implantados e dificultando a participação de novos produtores, com base nisto o presente artigo busca preencher esta lacuna, apresentando e discutindo sobre dados em razão das atividades em programas de pagamento por serviços ambientais no Brasil.

MATERIAL E MÉTODOS

Para elaboração deste artigo foi realizado uma ampla busca em torno aos programas de pagamentos por serviços ambientais no Brasil. Com isto no período entre o primeiro e segundo semestre de 2019, foram analisados diversos trabalhos e estudos referentes ao tema, utilizando para este fim plataformas como Web of Scienci, Google Acadêmico, e demais servidores vinculados com ao Portal de Periódicos CAPES.

Buscou-se encontrar trabalhos que se conseguia observar os resultados, descrição em relação ao projeto. A partir disto os PSA foram investigados de forma mais detalhada através de outros artigos específicos, em sítios eletrônicos banco de dados de programas de PSA, como o da ANA (Agencia nacional de Águas).

Os programas de pagamento por serviços ambientais encontrados foram analisados e listados em planilha eletrônica. Através disto pode-se criar parâmetros e relacionar de uma forma mais específica os programas, em atividade, seu quantitativo, os programas que ainda estariam em vigência e encerrado, entre outros parâmetros.

No primeiro semestre de 2020 utilizando-se das mesmas ferramentas de busca do primeiro banco de dados. Foi abordado temas ferramentas a participação dos agricultores em relação aos programas de pagamento por serviços ambientais, mas neste momento não se limitando apenas em programas realizados no Brasil. Avia uma preocupação na visão que se tinha dos programas na perspectiva dos agricultores e quais eram os desafios relacionados a participação dos programas. Com base nisto tentando responder esta

questão, formulou-se um questionário, levando em conta os dados encontrados por esta pesquisa e o perfil encontrado em cada uma delas.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Pelo fato de os programas seguirem em constante evolução e algum deles ainda estarem em vigência. Muitas informações relacionadas acabavam não convergindo ou em outros casos não eram obtidas no mesmo, o que acarretava em uma busca por mais de uma referência relacionado ao assunto específico. Em alguns casos tais informações foram obtidas em contato com as instituições participantes como por exemplo o sitio do programa Produtor de aguas da ANA (<https://www.ana.gov.br/programas-e-projetos/programa-produtor-de-agua/projetos>) e sites de noticia municipais, não necessariamente referenciados, entretanto os mesmo ainda assim apresentavam poucas informações sobre os projetos .

Os resultados obtidos através do levantamento bibliográfico do tema, foram de no total 70 projetos de PSA, sendo que dentro deles 55 são realizados a partir do programa Produtor de Águas da Agencia Nacional de Águas e estavam espalhados da seguinte forma pelo território nacional, estando a maior parte deles relacionados ao estado de Minas Gerais, onde os mesmos tiveram um investimento de R\$ 45.350.064,52 em programas.

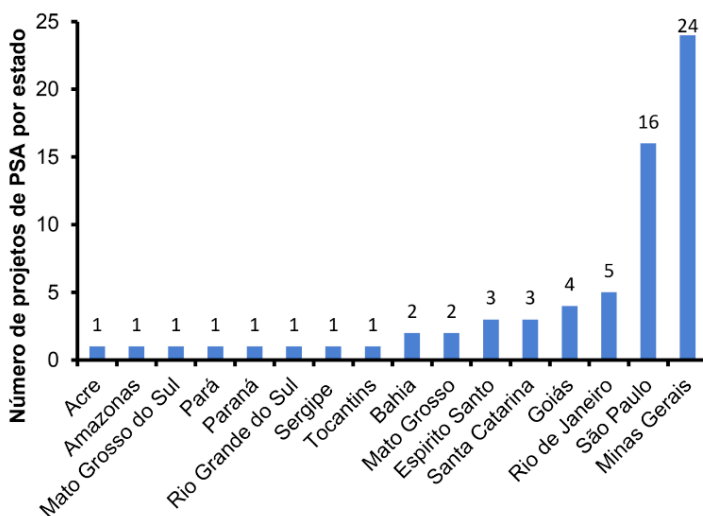


Figura 1: Número de programas desenvolvidos por estado brasileiro.

Além deles foram encontrados projetos relacionados aos seguintes programas: SOS nascentes, Programa de Desenvolvimento Sustentável da Produção Familiar Rural da Amazônia (DSPFRA), Bolsa Verde, FUNBOAS, Reflorestar, Oásis, Mina d'água,

Corredores do Vale, Pró PSA Gandu e Vinhedo., vale-se ressaltar que mesmo com este numero de projetos encontrados, os mesmo representam somente uma parcela, do total desenvolvido no pais.

Com relação ao desenvolvimento e implantação de programas, o primeiro programa de PSA, foi desenvolvido em 1997 no município de Joinville, denominado de SOS Nascentes e em 2007 foi criado o primeiro projeto do programa do Produtor de Águas da ANA no municio de Extrema – MG.

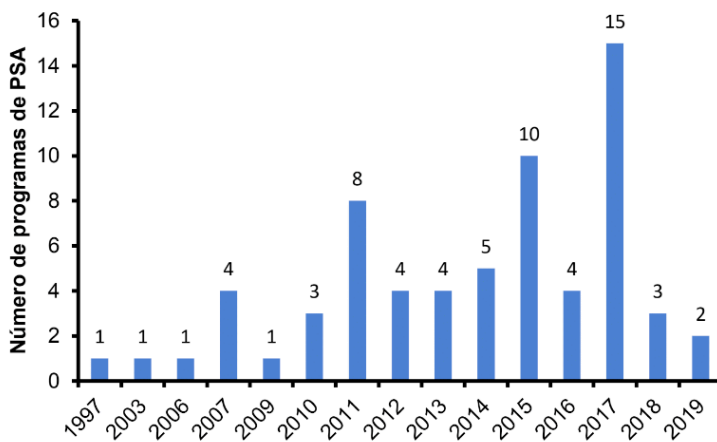


Figura 2: Ordem Cronológica da criação de programas de pagamentos por serviços ambientais.

Inicialmente foram analisados quanto ao uso objetivado do PSA e suas atividades para os mesmos. Nisto observou-se uma grande preocupação com relação aos recursos hídricos do país, já que entre seus principais objetivos se tinha: a restauração da vegetação (25%), redução de sedimentos (20%) e aumento da quantidade de quantidade de água (20%) (Figura 2).

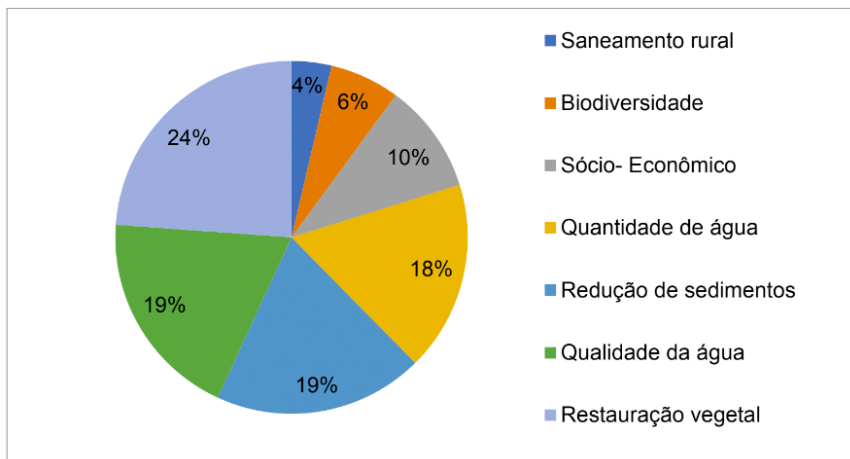


Figura 2- Objetivos levantados pelos programas de pagamentos por serviços ambientais.

E atividades voltadas principalmente a questões como conservação e restauração de áreas protegidas. Atividades como: reflorestamento, conservação do solo e cercamento. Em relação ao monitoramento dessas atividades via-se como parâmetros o aumento da qualidade de água na região (26%) e quantidade de água (15%), sendo que a maior parte do financiamento para essas atividades eram fornecidas pela Agência nacional de águas e parcerias com a iniciativa privadas e públicas.

Com relação aos produtores rurais buscava-se analisar de uma forma mais direta como se dava o relacionamento dos mesmo em relação ao projeto e para isto faz-se com base de um novo levantamento bibliográfico um questionário simbólico, que se representa de melhor forma os parâmetros entre o provedor e o comprador de serviços. Neste ponto pode-se chegar a 3 principais questões. O primeiro em relação ao perfil socio econômico do produtor, pelo fato de muitas vezes os programas pelo seu alto custo de implantação ou simplesmente sua atividade impossibilitarem pequenos e médios agricultores em sua participação. Outro ponto levantado foi em volta a preocupação em volta dos aspectos ambientais, visando a partir do mesmo entender quais foram ou são os incentivos do produtor rural em relação aos programas e por ultimo em relação aos PPPSA, vendo assim quais parâmetros já conhecia sobre o programa e sua confiança no mesmo.

CONCLUSÕES

A dificuldade ao acesso de informação em relação ao assunto vem por ser um grande desafio ao analisa-lo, mesmo tendo-se grande bases de dados como o apresentado pela agencia nacional de águas e projetos acadêmicos voltados ao mesmo, há ainda uma grande falta de ordenação ou detalhamento ao se abordar sobre o assunto. Muitos dos dados envolvendo monitoramento e resultados dos programas muitas vezes não são

encontrados com facilidade ou divulgados abertamente pelas agências, o que dificulta muitas vezes a cresça dos produtores rurais com relação ao programa.

PRODUTOS ALCANÇADOS

Apresentação no evento Integra UFMS 2020, na categoria Engenharias. ID 89038 - <https://integra.ufms.br/programas-de-pagamento-por-servicos-ambientais-no-brasil-e-as-perpectivasdos-produtores-rurais/>, (acessado em 28/10/2020 – 20:22)

REFERÊNCIAS

Monitoramento em programas e políticas de pagamentos por serviços ambientais em atividade no Brasil <https://revistaesa.com/ojs/index.php/esa/article/view/405/398>

Wunder, S., 2006. Payments for Environmental Services: Some Nuts and Bolts. CIFOR, Bogor, Indonesia.

MURADIAN, Roldan et al. Reconciling theory and practice: An alternative conceptual framework for understanding payments for environmental services. *Ecological Economics*, v. 69, n. 6, p. 1202-1208, 2010.

Novaes, Renan Milagres, 2014. Monitoramento em programas e políticas de pagamentos por serviços ambientais em atividade no Brasil. *Estudos sociedade e agricultura*, v.22, n.2.

Shinki, Shiego. Shiki, Simone de Faria Narciso. Os desafios de uma política nacional de pagamentos por serviços ambientais: lições a partir do caso do Proambiente. *Sustentabilidade em debate – Brasília*, v. 2, n. 1 p. 99-118, jan/jun 2011.

Grillos, Tara. Economic vs non-material incentives for participation in an in-kind payments for ecosystem services program in Bolivia – *Ecological Economics*, v. 131. P 178-190, jan 2017

Phan T-HD, Brouwer R, Hoang LP, Davidson MD (2018) Do payments for forest ecosystem services generate double dividends? An integrated impact assessment of Vietnam's PES program. *PLoS ONE* 13(8): e0200881. <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0200881>.

Zimmerman, E. K., Tyndall, J. C., Schulte, L. A., & Larsen, G. L. D. (2019). Farmer and farmland owner views on spatial targeting for soil conservation and water quality. *Water Resources Research*, 55, 3796–3814. <https://doi.org/10.1029/2018WR023230>.

Canova, Moara Almeida Canova. Lapola, David M. Different ecosystem services, same (dis)satisfaction with compensation: A critical comparison between farmers' perception in Scotland and Brazil - *Ecological Economics*, v. 35. P 164-172, fev 2019. <https://doi.org/10.1016/j.ecoser.2018.10.005>.

F. Alcon, S. Tapsuwan. Modelling farmer choices for water security measures in the Litani river basin in Lebanon - *Science of The Total Environment*, v. 647. P 37-46, jan 2019. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.07.410>.

Bremer, Leah L. One size does not fit all: Natural infrastructure investments within the Latin American Water Funds Partnership - Ecosystem Services, v. 17. P 217-236, fev 2019. <https://doi.org/10.1016/j.ecoser.2015.12.006>.

Ana, Programa Produtor de Água: <https://www.ana.gov.br/programas-e-projetos/programa-produtor-de-agua/projetos>

PROJECT DEFINITION RATING INDEX NA IDENTIFICAÇÃO DE RISCOS NA CONSTRUÇÃO

Data de aceite: 01/06/2021

Luigi Carissimi Boff
Falconi Consultores SA

Cristine do Nascimento Mutti
Universidade Federal de Santa Catarina

RESUMO: A gestão de riscos na indústria da construção contribui para um melhor aproveitamento dos recursos. Nesse trabalho investigou-se a maturidade das definições de escopo durante as etapas de pré-projeto de empresas construtoras e incorporadoras de pequeno e médio porte, enfocando os principais riscos potenciais durante as etapas que antecedem a elaboração dos projetos executivos de empreendimentos. Foram aplicadas entrevistas semiestruturadas, em quatro empresas de Santa Catarina. Verificou-se que tais empresas apresentaram baixa maturidade em gerenciamento de riscos. Observou-se grande influência da subjetividade dos profissionais nas decisões durante a fase de definição do pré-projeto. Identificou-se que a ferramenta PDRI-Buildings é uma possível solução para apoiar o monitoramento da evolução de decisões, indicando os elementos que apresentam menor definição e, conseqüentemente, que necessitam maior acompanhamento. A aplicação da ferramenta nesse estudo apontou para boa aceitação como apoio à decisão em projetos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: PDRI-buildings, riscos, escopo, pré-projeto.

ABSTRACT: Risk management in the construction industry contributes to ensure fewer losses. A study about the maturity of the scope definitions during pre-project stages of small and medium-sized construction companies was conducted. The main risks that can be identified during the stages that precede preparation of the executive projects of new developments were identified. The study included four companies from Santa Catarina, through semi-structured interviews. Specific characteristics from the companies regarding their decision-making processes were identified. These companies showed low maturity regarding risk management. Furthermore, a high influence of subjectivity from the professionals involved with decision-making during pre-project definition phase was observed. The PDRI-Buildings tool emerged as a possible solution to support the monitoring of decision-making evolution, indicating the elements that need further monitoring. Results indicated a good acceptance of the PDRI tool by the companies studied. (Tipos 9 e 3)

KEYWORDS: PDRI-buildings, risks, scope, pre-project.

1 | INTRODUÇÃO

Segundo Cheng (2014), dentre os inúmeros processos de projeto de um empreendimento, um dos maiores ganhos que as empresas podem ter é desenvolver uma gestão de projetos focada em riscos. Este foco, já adotado amplamente nos empreendimentos de grande porte, visa garantir que o escopo, custos e prazos mantenham-se dentro do

esperado. Como assumido por Barreto e Andrey (2015), partiu-se do pressuposto de que a maioria das empresas de pequeno e médio porte do setor imobiliário, não possui uma formalização concreta do desenvolvimento de projetos e nem da gestão adequada de riscos para cada fase.

O objetivo do estudo é avaliar a pertinência da ferramenta *Project Definition Rating Index for Buildings (PDRI-Buildings)* para gestão de riscos de empreendimentos. O foco está nos processos de pré-projetos (etapa de definições de requisitos e escopo de empreendimentos) compreendido desde a fase de idealização do empreendimento, prospecção do terreno e estudo de viabilidade até a etapa anterior à elaboração dos projetos executivos com as informações já consolidadas. Buscou-se identificar possíveis indefinições que possam gerar perdas nas etapas futuras do empreendimento. O escopo voltou-se para a identificação dos riscos, classificação dos elementos quanto ao seu nível de definição e à viabilidade de utilização da ferramenta *PDRI-Buildings* no dia-a-dia das empresas.

2 | REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Gestão de projetos

Estudos recentes constataam que a complexidade dos projetos e a exposição a riscos na construção tem aumentado. Ainda que a definição das causas de incerteza varie de acordo com a percepção dos agentes, na sua maioria concordam que a redução do risco está associada à melhoria do processo de projeto, em especial à própria gestão dos riscos nessa fase (MC GRAW-HILL, 2014).

Em qualquer projeto, ao menos um dos objetivos finais é a execução satisfatória desse projeto, sendo esta medida através de diversos parâmetros. O custo minimizado e duração do cronograma são os dois parâmetros mais relevantes (WOLF, 2013). Para garantir esses parâmetros, faz-se necessária a definição correta do escopo de projetos, que é o conjunto de características e definições que asseguram que o projeto cumpra com as funções almeçadas e seja completado com sucesso (PMBOK, 2017). Ainda segundo o guia, há duas formas distintas a que o termo escopo se refere dentro de um projeto: escopo do produto e escopo do projeto. No entanto, nesse artigo abordam-se essas duas definições como complementares, sendo entendidas como o conjunto de elementos que definem e suportam a elaboração dos diversos projetos de um empreendimento.

Uma das ferramentas mais utilizadas para definição de escopo é o PDRI, que surgiu em 1994 como resultado de uma pesquisa conduzida pelo CII (*Construction Industry Institute*) para permitir aos *stakeholders* melhor atingirem os objetivos de projeto, operacionais, e de negócio. Em 1997 o CII conduziu um novo estudo para adaptar a ferramenta PDRI à realidade da construção civil, criando assim o *PDRI-Buildings* (GIBSON;

IRONS; RAY, 2006). Segundo Gibson, Irons e Ray (2006), o desenvolvimento de um escopo de projeto eficaz é uma tarefa bastante complexa e uma das mais importantes durante a fase de pré-projeto. O baixo grau de definição de escopo é reconhecido como uma das principais causas que levam ao fracasso de projetos, resultando em aumento significativo nos custos e cronogramas, além de problemas de operação a longo prazo (VALENCY INC., 2015). É durante a elaboração do escopo que são analisados riscos associados ao projeto, *designs* preliminares são formulados, decisões críticas sobre o escopo final são tomadas, e detalhes da execução do projeto são definidos. Ainda assim, muitas empresas carecem de experiência, ou de vontade, para cumprir detalhadamente cada uma das tarefas de elaboração do escopo (GIBSON; IRONS; RAY, 2006).

2.2 Gestão de riscos

O conceito de risco é tratado de maneira muito semelhante pela maioria dos autores. Para Smith e Bohn (1999), os riscos são percebidos de maneira diferente pelos diversos stakeholders. Assim cada parte interessada, e cada projeto, irão apresentar uma tolerância variável e distinta aos diferentes riscos envolvidos. De maneira geral, um risco representa a incerteza sobre os objetivos do projeto (ABNT, 2018). Segundo RICS (2003), tal incerteza pode estar ligada a duas causas diferentes. A primeira é fazer suposições duvidosas devido à falta de informações concretas sobre um fato típico, mas desconhecido. A segunda causa é a alta variabilidade das informações, o que não permite estabelecer um padrão sobre tal fato. Sendo assim, os riscos devem ser quantificados e comparados pela equipe do projeto, para então poderem ser trabalhados. A quantificação de um risco, da maneira mais simples, pode ser vista como o produto da probabilidade da ocorrência de um evento e das suas consequências. Destaca-se nesse momento a atuação do gerente do projeto em definir os riscos principais, pois um risco com alta probabilidade e baixa consequência pode ter igual representatividade quantitativa que um risco com baixa probabilidade e alta consequência. Cabe então ao gerente de projeto definir as melhores estratégias de aumento ou prevenção dos riscos apontados, após a correta e detalhada identificação, classificação e quantificação dos riscos (RICS, 2003).

O processo de gerenciamento de riscos envolve etapas estruturadas para otimizar as chances de sucesso do projeto. Segundo o manual PMBOK (2017), essas são: planejamento do gerenciamento de riscos; identificação dos riscos; análise qualitativa; análise quantitativa; planejamento das estratégias para tratar os riscos; implementação das estratégias; e monitoramento dos riscos. De maneira geral, essas são as etapas seguidas em todos os diferentes projetos. A ISO 31000:2018 (ABNT, 2018) estabelece também diretrizes gerais para gerenciamento de riscos, sendo que cada empresa e setor industrial deve então adaptar o processo à sua realidade.

De acordo com o guia PMBOK (2017), a organização dos riscos em uma estrutura analítica de riscos (EAR) é uma forma bastante comum de representar os riscos de maneira

hierárquica, organizando-os em categorias e subcategorias, podendo ser útil para identificar as fontes dos riscos e ajudando também na classificação deles. Após a identificação dos riscos, esses devem ser devidamente registrados para poder dar prosseguimento às demais etapas do gerenciamento de riscos. Portanto, o principal documento gerado na etapa de identificação dos riscos é a descrição detalhada das ameaças e oportunidades enfrentadas pelo projeto, para evitar a ocorrência de equívocos em seus entendimentos no decorrer do projeto (PMBOK, 2017; CHAPMAN, 1997).

2.3 Project Definition Rating Index for buildings

O *PDRI-Buildings*, é uma ferramenta direcionada à avaliação do nível de definição e maturidade de um projeto. Esta avaliação ocorre por meio de um índice numérico calculado conforme as atribuições dadas aos itens na ferramenta. Ele é composto por três seções: bases para as decisões do projeto, bases para a elaboração do projeto e abordagem executiva do projeto. Segundo Marques, Starling e Andery (2015) a utilização da ferramenta na análise e identificação de riscos e incertezas em empreendimentos imobiliários pode ser muito eficaz se utilizada de forma criteriosa pelas construtoras e incorporadoras brasileiras. Isso auxilia os diferentes agentes de um projeto. O aumento da segurança das informações permite que o time de projeto avalie a probabilidade de sucesso ainda durante a fase de pré-projeto (CHO; GIBSON, 2000). Para tanto, a CII considera que os processos de pré-projeto são primordiais para controlar os custos e prazos de execução dos empreendimentos. Estudos realizados pela CII, em obras que somam cerca de 96 bilhões, mostraram que a utilização da ferramenta pode atingir patamares de até 25% de redução dos custos e 17% de redução de cronograma (VALENCY INC., 2015). O *PDRI-Buildings* é composto de três seções, divididas em 11 categorias e subdivididas em 64 elementos. Para avaliar do nível de maturidade do projeto, os elementos devem ser ranqueados numericamente de 0 a 5 (0 – não aplicável; 1 – completamente aplicável; 2- poucas deficiências; 3 – algumas deficiências; 4 – maiores deficiências; 5 – definição pobre ou incompleta (CII, 2008)). As pontuações individuais são então somadas e divididas pela pontuação total possível (desconsiderando os itens não aplicáveis), determinando assim, a pontuação normalizada que reflete o nível de vulnerabilidade a riscos do projeto como um todo.

A pontuação máxima do *PDRI-Buildings* é de 1000 pontos, dos quais 413 são referentes à seção I, 429 à seção II e 158 à seção III. O nível de definição e a pontuação obtida na ferramenta são inversamente proporcionais, ou seja, quanto maior o nível de definição do empreendimento, menor será a sua pontuação. Destaca-se que a ferramenta não é específica para um determinado tipo de empreendimento e por isso, pode haver elementos que não sejam aplicáveis ao projeto em análise (nível de definição=0) reduzindo, portanto, a pontuação máxima da ferramenta (CII, 2008). Devido a essa expectativa de evolução da maturidade, a pontuação obtida no PDRI tende a diminuir. Isto ocorre porque, segundo a Valency Inc. (2015), à medida que as decisões são tomadas, são levantados

novos focos de atenção e são tomadas novas ações. Idealmente, se a maturidade de escopo estiver adequada, os resultados para o índice obtido pelo *PDRI-Buildings* devem estar contidos nos intervalos abaixo (Tabela 1).

| | PDRI - 0 | PDRI - 1 | PDRI - 2 | PDRI - 3 |
|--------|----------|----------|----------|----------|
| Mínimo | 550 | 450 | 300 | 150 |
| Máximo | 800 | 600 | 450 | 250 |

Tabela 1 - Variação ideal do *PDRI-Buildings* durante os processos pré-projetuais

Fonte: Adaptado de Valency Inc. (2015).

Segundo Cho e Gibson (2000), o *PDRI-Buildings* é uma ferramenta robusta que permite avaliar as probabilidades de atingir os objetivos do empreendimento ainda nas etapas iniciais de projeto. Uma maior concentração de esforços nas fases de pré-projeto e na definição clara do escopo aplicando o PDRI tem efeitos significativos no sucesso do projeto. Dessa forma, uma gestão de riscos utilizando a ferramenta poderia ser uma boa alternativa para garantir o atingimento dos objetivos do projeto, bem como, diminuir os riscos de não cumprimento dos custos e prazos pré-estabelecidos (WANG, 2002; WANG; GIBSON, 2002).

3 | MÉTODO

Após a definição dos objetivos, método e foco do trabalho, buscaram-se empresas construtoras e incorporadoras de pequeno ou médio porte, com foco no setor imobiliário residencial e comercial. O critério utilizado para a caracterização das empresas foi o número de funcionários. Segundo o SEBRAE (2013) na indústria, empresas de 20 a 99 funcionários são consideradas pequenas e de 100 a 499 médias. As entrevistas foram realizadas através de vídeo chamadas por um dos autores e do gestor nomeado pela empresa como representante. A coleta de dados, realizada no final de 2018, foi dividida em duas sessões de entrevistas. Na primeira foi realizado o alinhamento de expectativas entre as partes e apresentados os objetivos, as referências e as demandas para a realização deste trabalho. Foi realizado o levantamento dos principais riscos comumente identificados pela empresa e entrevistado nas fases de pré-projeto. Por fim, foi solicitado ao entrevistado que pontuasse, seguindo as definições de maturidade, todos os elementos do *PDRI-Buildings* com base em suas experiências na empresa e em projetos passados. A segunda sessão de entrevistas visou identificar os benefícios da aplicação da ferramenta *PDRI-Buildings*. Para tanto, foi refeito o levantamento dos principais riscos com o intuito de identificar possíveis riscos que passaram despercebidos na primeira entrevista. Como complemento, foram coletadas críticas, sugestões, aspectos positivos e negativos identificados pelo entrevistado durante esse trabalho.

4 | IDENTIFICAÇÃO DOS RISCOS E APLICAÇÃO DA FERRAMENTA PDRI-BUILDINGS

Para resguardar o sigilo das empresas, essas foram codificadas como Empresa A, B, C e D. As empresas tinham as seguintes características: (1) Empresa A: construtora e incorporadora de pequeno porte. Atua há 28 anos, principalmente no mercado residencial multifamiliar, de médio e alto padrão na região de Joinville-SC. Construiu cerca de 82,000 m², totalizando 30 obras finalizadas. Tem 20 colaboradores próprios e não possui certificações de qualidade. (2) Empresa B: construtora e incorporadora de médio porte. Atua há mais de 32 anos na construção civil. Tem foco em empreendimentos residenciais multifamiliares de baixo e médio padrão, já realizou obras unifamiliares, comerciais e industriais de pequeno porte atuando principalmente na região de Criciúma, Tubarão e Florianópolis (Santa Catarina). Possui histórico de construção e incorporação de mais de 500 obras, tendo 410 colaboradores diretos. Possui certificações ISO9001 e PBQP-H (Programa Brasileiro de Produtividade e Qualidade do Habitat). (3) Empresa C: construtora e administradora de obras de pequeno porte. Atua, desde 2015, no mercado comercial, industrial e residencial de padrão popular e médio em Blumenau-SC. Possui 4 obras já finalizadas e conta com 39 colaboradores próprios. Não possui certificações de qualidade. (4) Empresa D: construtora e incorporadora de médio porte. Tem aproximadamente 24 anos de atuação como construtora e recentemente passou a atuar também na incorporação imobiliária. Possui empreendimentos de baixo, médio e alto padrão e atua principalmente na região da grande Florianópolis e litoral norte do estado de Santa Catarina. Tem cerca de 400.000 m² de área construída. Possui 11 obras em andamento e 400 colaboradores diretos. Não possui certificações de qualidade.

Na tabela 2 estão apresentados os riscos identificados pelas empresas na primeira etapa do estudo. Comparando os resultados, nota-se que a Empresa C foi a que identificou o maior número de riscos nesta primeira etapa, seguida da Empresa B. Observando os resultados na tabela 3, é possível identificar uma relação entre o número de riscos identificados e a pontuação obtida pela empresa no *PDRI-Buildings*, já que a Empresa B e C foram as que apresentaram maior maturidade de definições. Embora as pontuações normalizadas total das empresas B e C sejam significativamente inferiores às empresas A e D, há ainda diversos elementos avaliados nestas empresas com algum nível de deficiência de definição. Assim, fica evidente que mesmo apresentando um nível global de maturidade de escopo melhor, pode haver elementos que individualmente apresentem potenciais impactos negativos devido aos riscos inerentes ao baixo nível de especificação e detalhe das definições necessárias.

| Riscos | Empresas | | | |
|---|-----------------|----------|----------|----------|
| | A | B | C | D |
| Chuvas prolongadas dificultando a construção | X | | X | |
| Mudança de legislação | X | | | |
| Variação do custo de capital devido à instabilidade econômica | X | X | X | X |
| Utilização de métodos construtivos inadequados | X | | X | X |
| Falta de conhecimento amplo e específico do público alvo | X | X | X | X |
| Terreno, localização e solo inadequados | | X | X | |
| Baixa produtividade da mão de obra | | X | X | |
| Falta de capacitação da mão de obra | | X | X | |
| Escassez de fornecedores, empreiteiros e projetistas qualificados | | X | | X |
| Compatibilização inadequada de projetos | | X | | |
| Velocidade das vendas e engajamento dos corretores | | | X | X |
| Ocorrência de acidentes durante a execução | | | X | |
| Furtos e roubos ao canteiro | | | X | |
| Confiabilidade de dados do mercado | | | | X |

Tabela 2 - Riscos identificados na primeira entrevista

Fonte: autores

| Seções | Empresas | | | |
|------------------------------------|-----------------|----------|----------|----------|
| | A | B | C | D |
| Bases para as decisões do projeto | 122 | 96 | 104 | 180 |
| Bases para a elaboração do projeto | 196 | 177 | 49 | 222 |
| Abordagem executiva do projeto | 85 | 64 | 65 | 61 |
| Pontuação Normalizada | 411,22 | 355,48 | 239,82 | 476,33 |

Tabela 3 - Resumo da Pontuação PDRI

Fonte: autores

Analisando a Tabela 4, é possível ver que após a utilização da ferramenta PDRI todas as empresas identificaram riscos relacionados aos elementos considerados mais deficientes pelos entrevistados. Ainda, nota-se que as Empresas B e C, que obtiveram as melhores pontuações no PDRI, foram as que identificaram menos riscos nesta etapa. Isso indica que, possivelmente, as suas maiores maturidades de definição influenciaram positivamente na identificação de riscos.

| Riscos | Empresas | | | |
|---|----------|---|---|---|
| | A | B | C | D |
| Ausência de definição prévia de elementos de vedação e mobiliários e equipamentos | X | | X | X |
| Planejamento de compra pouco detalhado | X | | X | X |
| Ocorrência de acidentes durante a execução | X | | | |
| Perda de informações devido à ausência de registros | X | | | X |
| Ausência de definições prévias do canteiro de obras | X | | | |
| Ausência de definições claras de responsabilidades dos participantes | | X | | X |
| Variação do custo de capital devido à instabilidade econômica | | X | | |
| Cronograma inexecutável | X | X | X | |
| Utilização de métodos construtivos inadequados | | X | | |
| Compatibilização inadequada de projetos | | | X | X |
| Mudança de legislação | | | | X |

Tabela 4 - Riscos identificados na segunda entrevista

Fonte: autores

Verificou-se que o direcionamento dado pelo PDRI aos esforços de projeto foi percebido pelas quatro empresas como uma alternativa viável de identificação de riscos. Os entrevistados reconheceram os benefícios da ferramenta no processo projetual e a necessidade de promover uma maior integração dos envolvidos para garantir que haja uma contribuição conjunta para a melhoria das decisões de projeto. Porém, relataram também a necessidade de testar repetidas vezes o uso para comprovar a melhoria gradual das definições e o caráter auxiliar da ferramenta, sendo necessário utilizar ainda outras formas de identificação de riscos. Entretanto, não basta apenas identificar os riscos atrelados aos projetos. É necessário mensurar, qualificar, tratar e monitorá-los para que se aumentem as chances de sucesso.

5 | CONCLUSÕES

A ferramenta possibilitou identificar falhas pontuais e oportunidades de melhorias, podendo proporcionar uma visão ampla dos projetos. Dentre os principais riscos identificados, destaca-se a viabilidade financeira do retorno sobre o investimento como o mais importante. Isso mostra que, como na bibliografia, as preocupações das construtoras e incorporadoras de pequeno e médio porte estão voltadas para a capacidade financeira de execução dos projetos. A ferramenta possibilitou, também, direcionar a atenção dos entrevistados aos riscos de formulação e execução do projeto. Mostrou-se importante também um maior alinhamento de expectativas entre proprietário e projetistas de forma

a mitigar as inconsistências dos projetos. Observou-se que, mesmo as empresas não apresentando processos formalizados para a elaboração dos projetos e gestão de riscos, essas possuem determinada estrutura de passos a serem seguidos que direcionam a melhoria gradual do nível de definição. Tal estrutura auxilia na redução de incertezas dos empreendimentos por elas realizados, sendo que quanto menor o nível de incertezas relacionado a um projeto, menor é o grau de risco a que esse está sujeito, sejam eles negativos ou positivos (oportunidades). As pontuações obtidas pelas quatro empresas no *PDRI-Buildings* mostram uma maturidade regular das definições de projeto. Porém, a pontuação representou o que os entrevistados acreditam ser o nível de definição dos elementos ao fim do pré-projeto, mas poderia trazer conclusões diferentes acerca do nível de definições, já que cada empreendimento possui características próprias. Verificou-se que além dos riscos inerentes às definições de projeto, incertezas relacionadas ao ambiente externo à empresa são, em muitos casos, tão significativas quanto os internos.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 31000: Gestão de riscos: princípios e diretrizes**. 2018.

BARRETO, Felipe de Souza Pinto; ANDERY, Paulo Roberto Pereira. Contribuição à gestão de riscos no processo de projeto de incorporadoras de médio porte. **Ambiente Construído**, v. 15, n. 4, p. 71-85. Porto Alegre, 2015.

CHAPMAN, Chris. Project risk analysis and management—PRAM the generic process. **International Journal of Project Management**, v. 15, n. 5, p. 273-281. Viena, 1997.

CHENG, Ying-Mei. An exploration into cost-influencing factors on construction projects. **International Journal of Project Management**, v. 32, n. 5, p. 850-860. Viena, 2014.

CHO, Chung-Suk; GIBSON JR, G. Edward. Development of a Project Definition Rating Index (PDRI) for general building projects. **Construction Congress VI: Building Together for a Better Tomorrow In An Increasingly Complex World**. Orlando, 2000. p. 343-352.

GIBSON, Jr, G. Edward; IRONS, Kyle T.; RAY, Michael P. Front end planning for buildings. In: **Building Integration Solutions**. 2006. p. 1-14.

MARQUES, Ulisses S.; STARLING, Cícero M. D.; ANDERY, Paulo R. P. Análise e identificação de riscos e incertezas em empreendimentos de incorporação imobiliária aplicando o “project definition rating index”. **Construído**, v. 7, n. 1, 2015.

MC GRAW-HILL, **Managing Uncertainty and Expectations in Building Design and Construction**. McGraw-Hill Construction Report, 2014.

PMBOK. **Um guia do conhecimento em gerenciamento de projetos**. Sexta Edição, 2017.

RICS-THE ROYAL INSTITUTION OF CHARTERED SURVEYORS. **The management of risk – yours, mine and ours**. Londres, 2003.

SEBRAE. **Anuário do trabalho na micro e pequena empresa: 2013**. 6. ed. / Serviço Brasileiro de Apoio às Micro e Pequenas Empresas; Departamento Intersindical de Estatística e Estudos . Brasília, DF; DIEESE, 2013.

SMITH, Gary R.; BOHN, Caryn M. Small to medium contractor contingency and assumption of risk. **Journal of Construction Engineering and Management**, v. 125, n. 2, p. 101-108, 1999.

THE CONSTRUCTION INDUSTRY INSTITUTE (CII). **Project Definition Rating Index (PDRI) – Building Projects**. Implementation Resource 155-2, Austin, TX, 2008.

VALENCY INC. **Introduction to the Project Definition Rating Index (PDRI)**. Canadá, 2015.

WANG, Yu-Ren. **Applying the PDRI in project risk management**. Tese de Doutorado. Austin, Texas: The University of Texas at Austin, 2002.

WANG, Y.-R.; GIBSON, G. E. Using PDRI for project risk management: an empirical study of current practices. Paper presented at **PMI® Research Conference 2002: Frontiers of Project Management Research and Applications**, Seattle, Washington. Newtown Square, PA: Project Management Institute.

WOLF, T. E. **Successful Project Execution - Methodologies to Ensure Success**, Front End Engineering and Design, and Front End Loading. Disponível em: <http://prjmgrcap.com/executionmethodologyforsuccess.html>>. Acesso em: 19 Jun. 2018

TOLERÂNCIA ALTIMÉTRICA PARA APLICAÇÃO EM ÁREAS SUSCETÍVEIS A INUNDAÇÃO

Data de aceite: 01/06/2021

Frederico Mercer Guimarães Junior

Universidade Federal de Santa Catarina
(UFSC)

Mestrando do Programa de Pós Graduação em
Engenharia de Transportes e Gestão Territorial
(PPGTG)

Florianópolis – Santa Catarina
ORCID: 0000-0002-0708-5567

Vivian da Silva Celestino Reginato

Universidade Federal de Santa Catarina
(UFSC)

Departamento de Engenharia Civil (ECV) –
Centro Tecnológico (CTC). Programa de Pós
Graduação em Engenharia de Transportes e
Gestão Territorial (PPGTG)

Florianópolis – Santa Catarina
ORCID: 0000-0003-3543-7977

RESUMO: Com as variações climáticas abruptas nos últimos anos, são evidenciadas mudanças consideráveis nos locais passíveis de alagamentos ou inundações. Cada enchente torna-se um modelo singular pelo motivo de atingir locais distintos e, conseqüentemente, altitudes diferentes, que podem estar relacionadas ou não a um marco ou referência. O problema abordado nesta pesquisa utiliza como área de estudo o município de Rio Negro no Estado do Paraná, sendo que boa parte dele é delimitado pelo rio Negro. Na margem oposta ao rio se situa o município catarinense de Mafra e é justamente nesta fronteira que ocorreram diversas inundações nas últimas décadas. O

objetivo deste trabalho é definir uma tolerância altimétrica a ser utilizada em regiões suscetíveis a inundações, como é o caso da área de estudo definida, gerando um modelo geoidal local via nivelamento GNSS. Foram realizados trabalhos preliminares de nivelamento de precisão e rastreamento via GNSS, o que retornou valor médio de 0,26 m na diferença entre as altitudes obtidas pelo nivelamento geométrico e as altitudes obtidas através do nivelamento GNSS.

PALAVRAS-CHAVE: Nivelamento GNSS, nivelamento geométrico, modelo geoidal local.

ALTIMETRIC TOLERANCE FOR APPLICATION IN AREAS SUSCEPTIBLE TO FLOODING

ABSTRACT: With the abrupt climatic variations in the last years, considerable changes are evident in the places susceptible to floods or floods. Each flood becomes a unique model for the reason that it reaches different locations and, consequently, different altitudes, which may or may not be related to a landmark or reference. The problem addressed in this research uses the municipality of Rio Negro in the state of Paraná as its study area, with a good part of it being delimited by the Negro river. On the opposite bank of the river, the municipality of Mafra is located in Santa Catarina and it is precisely on this frontier that several floods have occurred in recent decades. The objective of this work is to define an altimetric tolerance to be used in regions susceptible to flooding, as is the case of the defined study area, generating a local geoid model via GNSS leveling. Preliminary work of precision leveling and tracking via GNSS was carried out, which returned an average value

of 0.26 m in the difference between the altitudes obtained by geometric leveling and the altitudes obtained through GNSS leveling.

KEYWORDS: GNSS leveling, geometric leveling, local geoid model.

1 | INTRODUÇÃO

Segundo Tucci e Bertoni (2003), a maioria dos problemas relativos às inundações, é consequência de uma visão distorcida do controle por parte dos profissionais que ainda priorizam projetos localizados sem uma visão da bacia e dos aspectos sociais e institucionais das cidades. Observa-se que países em desenvolvimento e mais pobres, priorizam ações insustentáveis economicamente como as medidas estruturais, enquanto os países desenvolvidos buscam prevenir os problemas com medidas não estruturais (educação, participação pública, legislação etc.) mais econômicas e com sustentabilidade ambiental. Como a maioria das soluções sustentáveis passa por medidas não estruturais que envolvem restrições à população, dificilmente o poder público responsável pela gestão municipal busca soluções deste tipo, pois elas implicam na implementação de ações que interferem nos interesses dos proprietários dessas áreas de risco, o que torna o ato politicamente complexo e não compreendido.

Em contrapartida ao existir um evento climático que causa inundação em um determinado local, o poder público é o primeiro a ser responsabilizado por sua falta de ação ou legislação, bem como acaba se tornando público, em muitas vezes, o prejuízo causado a particulares situados nestas regiões.

O problema abordado nesta pesquisa utiliza como área de estudo o município de Rio Negro no Estado do Paraná, sendo que boa parte dele é delimitado pelo Rio Negro. Na margem oposta ao rio se situa o município catarinense de Mafra e é justamente nesta fronteira que ocorreram diversas inundações nas últimas décadas.

Para minimizar o problema a prefeitura de Rio Negro estabeleceu em seu plano diretor uma política para evitar a construção em áreas de inundação. As novas edificações podem ser construídas livremente nas cotas acima de 779 m, entre as cotas 776 m e 779 m elas devem ser construídas com a estrutura de pilotis e, abaixo da cota 776 m, não são permitidas edificações (MUNICÍPIO DE RIO NEGRO, 2021). Ver Figura 01.

Quando os imóveis se situam em locais de risco de inundação existe a problemática de requerer autorização de construção nestes locais por parte da prefeitura. Tanto a população como a administração pública devem ter segurança na liberação de construção nos locais de riscos de inundação para não acarretar transtornos futuros. Devido a esta regulamentação de medida de segurança municipal, a busca por uma metodologia eficiente, confiável e precisa vem se tornando o foco principal da equipe técnica do município de Rio Negro para dar agilidade e segurança aos resultados de processos de viabilidade para construções nestas áreas.



Figura 01- Cota da soleira da edificação= 779,00 m

Diversas tecnologias têm sido utilizadas como suporte a obras de engenharia e também para resolver esta questão, desde nivelamentos via *Global Navigation Satellite System* (GNSS) até a utilização de modelos geoidais locais. O problema é que a altitude determinada utilizando um receptor GNSS não está relacionada ao nível médio do mar, mas ao elipsoide de referência (altitude geométrica).

Em função de sua rapidez e precisão na obtenção de coordenadas planimétricas, o GNSS revolucionou as atividades que necessitam de posicionamento. Portanto, torna-se necessário conhecer a diferença de altitude entre as superfícies do geoide e do elipsoide (ondulação geoidal) para que se possa obter a altitude com referência ao nível médio do mar (altitude ortométrica). Desta forma, existe um grande interesse por um modelo de ondulação geoidal brasileiro cada vez mais preciso para aplicações nas áreas de mapeamento e engenharia.

Mas por mais que a tecnologia possa ter evoluído ainda restam questões a serem respondidas quando se trata de áreas de inundação. Como averiguar as regiões sujeitas a inundações? Levando em consideração que não existe regulamentação de tolerância altimétrica aplicada a áreas de inundação no município de Rio Negro, como pode ser estabelecida uma tolerância altimétrica nos locais sujeitos a inundações? Como as técnicas relacionadas ao nivelamento GNSS e ao desenvolvimento de um modelo geoidal local podem auxiliar nos levantamentos altimétricos nestas áreas?

Neste íterim o objetivo geral desta pesquisa é definir uma tolerância altimétrica a ser utilizada em regiões suscetíveis a inundações, utilizando como estudo de caso a Vila Paraná no município de Rio Negro/Paraná. Especificamente os objetivos são gerar modelo geoidal local via nivelamento GNSS, avaliar a qualidade do modelo geoidal local verificando

sua tolerância altimétrica e analisar se a tolerância altimétrica obtida pelo modelo geoidal local é suficiente para ser aplicada nas áreas suscetíveis a inundações no município de Rio Negro.

2 | JUSTIFICATIVA

Com o desenvolvimento de novas tecnologias para determinação das altitudes ortométricas foram produzidos novos conhecimentos para preencher espaços outrora ocupados pela topografia clássica convencional, neste caso específico, o nivelamento geométrico de precisão, para transporte de altitudes e materialização de Referências de Nível (RRNN).

Desde a década de 80 vêm sendo debatidos conceitos para a realização de um IHRS (*International Height Reference System*), isto é, uma unificação dos sistemas de altitudes existentes bem como a definição de parâmetros fundamentais para sua realização. Esses tópicos vêm sendo discutidos pela IAG (*International Association of Geodesy*), através de comissões e grupos de estudo especiais, além de várias publicações sobre o tema (IHDE e SÀNCHEZ, 2005).

Nos últimos anos o GNSS vem se aperfeiçoando diariamente para providenciar coordenadas em tempo real, inclusive altimétricas. Segundo Guimarães *et al* (2015), a determinação de um modelo geoidal pode ser realizada a partir de várias técnicas, uma delas é a obtenção direta da ondulação geoidal pela diferença entre a altitude geodésica (GNSS) e a ortométrica (nivelamento geométrico). A problemática da carência de uma técnica otimizada para verificar *in loco* se a altitude ortométrica da área a ser construída, está ou não, acima da altitude estabelecida pelo plano diretor do município de Rio Negro e, conseqüentemente se, a edificação se situará em uma região segura em relações às inundações ou não, é o que justifica esta pesquisa.

Esta situação não trivial e que se encontra aberta no campo de conhecimento da geodésia, foi a motivação para encontrar um caminho que possa minimizar os diversos procedimentos utilizados até agora pela equipe técnica do município de Rio Negro. Importante ressaltar a importância da pesquisa não somente no campo prático e técnico da engenharia, como encontrar técnicas que forneçam maior rapidez e precisão, por exemplo, mas também para fornecer garantias para que as futuras construções, sejam realmente situadas em locais seguros e imunes a alagamentos, visando assim, a preservação dos patrimônios, a vida dos moradores e o bem-estar geral do município.

3 | PROBLEMÁTICA DA PESQUISA

A geodésia é a área do conhecimento responsável para densificação e materialização de redes geodésicas, sendo que as grandes obras de engenharia no geral são amarradas a elas e estas são vinculadas a referenciais tanto planimétricos quanto altimétricos. Em

locais suscetíveis a alagamentos a referência relacionada a altitude deve ser caracterizada com muito rigor, garantindo segurança nas construções.

Outra característica que deve ser considerada é o relevo ou topologia da região onde a inundação ocorre, sendo importante identificar se o relevo pode ser caracterizado de forma ondulada, suavemente ondulada, plana, entre outras. Diversas são as formas utilizadas para representar este relevo e a consequente altimetria inerente a ele, desde modelos digitais de elevação, curvas de nível até pontos cotados, entre outros.

Se as áreas de inundações estiverem referidas a um referencial altimétrico bem definido a modelagem altimétrica inerente ao relevo terá melhor representação na interpolação das curvas de nível e também uma melhor acurácia na avaliação da qualidade de pontos altimétricos. Sendo assim, quando a referência altimétrica é bem determinada e estabelecida, a probabilidade de existir uma nova edificação demarcada em regiões mais seguras torna-se maior. Uma rede geodésica altimétrica bem estruturada é de vital importância para diversos projetos de engenharia, como: saneamento básico, irrigação e drenagem, estradas, telecomunicações, obras civis, edificações, obras de arte especiais entre outros.

Mas a rede geodésica somente não pode dar conta de todos problemas que existem nas determinações pontuais necessárias aos empreendimentos de engenharia, pois apesar de todos os avanços ocorridos nos últimos tempos, a rede geodésica altimétrica do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) em muitas regiões do Brasil ainda não é suficiente, fazendo com que o uso de GNSS se propague para longas distâncias de suas bases. Além disto, a dimensão territorial do país é um dos grandes obstáculos para a expansão da rede altimétrica existente, e a realização de nivelamento geométrico de forma clássica se mostra ainda mais complexa nos casos de levantamentos de longos trechos e em situações de difícil acesso, se transformando em um método cansativo, custoso e nada econômico, além de aumentar significativamente a probabilidade de erros acima do especificado pelas normas.

Por estes motivos a determinação de forma rápida e eficiente da altitude ortométrica representa economia de recursos em obras de engenharia, assim como em outras situações que demandam o cálculo da altitude, além de representar segurança nas medidas.

Desta forma as soluções têm evoluído no sentido de estabelecer e densificar redes geodésicas, como auxílio aos projetos de engenharia, minimizar os erros inerentes aos transportes em grandes distâncias. A densificação se faz importante também para o desenvolvimento de modelos geoidais para serem utilizados em conjunto nestas obras. É necessário destacar a dificuldade inerente ao desenvolvimento de modelos geoidais a partir do uso de GNSS em áreas onde existe uma movimentação de relevo muito significativa e/ou em áreas onde exista grandes discrepâncias entre o geoide e o elipsoide.

O crescente desenvolvimento da tecnologia GNSS proporcionou diversos estudos para substituir os tradicionais métodos clássicos por métodos modernos de levantamento e

o nivelamento GNSS, bem como os modelos geoidais gerados a partir deles, tem combinado alturas geoidais a pontos já materializados das redes altimétricas convencionais às alturas geométricas dos levantamentos remotos, facilitando assim as práticas de engenharia.

O grande problema existente na geodésia e no estabelecimento destes modelos geoidais é a existência da dicotomia dos referenciais, porque se de um lado o SGB (Sistema Geodésico Brasileiro) leva em consideração o nível médio dos mares, indicando o marégrafo de Imbituba como *datum* vertical e referencial físico altimétrico, por outro lado utiliza como referencial horizontal um elipsoide de revolução, ou seja, um referencial matemático planimétrico.

Buscar uma alternativa otimizada para determinar a altitude ortométrica da área a ser construída com rapidez e precisão, substituindo o moroso nivelamento geométrico pelo rápido nivelamento GNSS, encontrando um fator de correção de modelo geoidal na região de inundação do município de Rio Negro é o problema norteador desta pesquisa.

4 | A IMPORTÂNCIA DA TOPOGRAFIA E DA GEODÉSIA PARA AS OBRAS DE ENGENHARIA

A altimetria/hipsometria é área da topografia responsável pela medição da distância vertical ou diferença de nível (DN) entre pontos. Essa área é importante para a engenharia porque todas as obras se remetem a componente física envolvida nas medições, ou seja, a componente vertical ou simplesmente o fio de prumo que deve ser nivelado antes de iniciar qualquer obra. Existem inúmeros métodos para obter a altitude de pontos, porém o mais preciso a ser utilizado em obras de engenharia, de acordo com a NBR 13133 (ABNT, 1994), ainda é o nivelamento geométrico.

O nivelamento geométrico (ou nivelamento direto) realiza a medida da diferença de nível entre pontos do terreno por intermédio de leituras correspondentes a visadas horizontais, obtidas com um nível, em miras colocadas verticalmente nos referidos pontos (TULER E SARAIVA, 2014).

Segundo Moreira (2003), os nivelamentos são necessários em muitas atividades de engenharia, como nivelamento de perfil para obras rodoviárias, saneamento, mineração e locação de fundações e superestruturas em edificações. Apesar da ampla utilização e precisão obtida, o nivelamento geométrico tradicional possui limitações como alto custo e tempo de execução, pois são necessários vários operadores e requer cuidados técnicos para evitar a ocorrência e a propagação de erros sistêmicos (CASTRO, 2002).

Didaticamente, de acordo com Tuller e Saraiva (2016), a geodésia ainda pode ser dividida por conteúdos (é a divisão adotada por muitos cursos de Engenharia Cartográfica e/ou Agrimensura do País) em: geodésia geométrica, quando trata da obtenção e transporte de coordenadas; geodésia física quando trata dos estudos do campo de gravidade e; geodésia espacial ou celeste: quando trata dos levantamentos orbitais dos tipos GNSS e

Global Positioning System (GPS). Logo, de acordo com os autores, entre os levantamentos geodésicos, é possível utilizar operações geométricas (medidas angulares e lineares), ou técnicas baseadas em fenômenos físicos (por exemplo, valer-se de medidas gravimétricas para conhecimento do campo de gravidade) e, mais recentemente, satélites artificiais (com amparo de aspectos geométricos e físicos) para avaliar grandezas.

É o que ocorre em muitos projetos de engenharia onde as coordenadas dos pontos de apoio às grandes obras podem ser obtidas por diferentes métodos de forma integrada, envolvendo tanto a topografia (em um terreno plano), quanto a geodésia (considerando a curvatura terrestre). Independentemente do tipo, elas devem estar referenciadas ao Sistema Geodésico Brasileiro (SGB).

De acordo com Tuller e Saraiva (2014), para suporte dos trabalhos geodésicos, o IBGE apresenta as estações RBMC (Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo), que desempenham justamente a função de fornecer um banco de dados de coordenadas conhecidas pertencentes ao SGB para aplicação e levantamento relativo por GPS. Não menos importante neste contexto é o estabelecimento, em 2005, do novo sistema de referência geodésico para o SGB e para o Sistema Cartográfico Nacional (SCN): o Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas (SIRGAS), com base em um sistema geodésico mundial (geocêntrico), com facilidade de posicionamento automático de alta precisão (TULLER E SARAIVA, 2014).

De acordo com IBGE (2017), o Sistema de Referência Global está baseado em um sistema elipsóidico global e relacionado ao elipsoide de referência que melhor descreve o comportamento da Terra como um todo. Para relacionar o geóide ao elipsoide é utilizado o *datum* geodésico, que é um conjunto de parâmetros que descreve a relação entre o elipsoide e geóide.

Em um sistema de referência geodésico global, a origem desse sistema é o centro de massa da Terra, por isso ele é denominado geocêntrico. Atualmente, devido a adoção do SIRGAS como SGB oficial, o elipsoide utilizado como referência é o *Geodetic Reference System 1980* (GRS80). É a ele que são referidas as coordenadas planas da latitude e da longitude (*datum* horizontal).

O sistema vertical do SIRGAS é baseado nas componentes geométrica e física, sendo que a componente geométrica é GRS80, para relacionar à forma geométrica da Terra esta componente já está bem resolvida. A componente física, porém, segundo Sánchez (2007), implica nos cálculos dos números geopotenciais para um ajustamento continental, na determinação de um modelo quase-geoidal unificado para o continente, além das transformações do sistema de altitude clássico para o sistema de altitude moderno. No Brasil, a componente física (geóide) é materializada através do *datum* vertical, ou seja, o Marégrafo de Imbituba.

A adoção de um sistema de altitude moderno é importante, pois atualmente a componente vertical do SIRGAS não é completamente integrada, devido ao fato dos

sistemas de altitudes clássicos não serem compatíveis com as altitudes elipsoidais obtidas pelas técnicas GNSS. Eles referem-se ao NMM determinado por marégrafos individuais em cada País, em épocas diferentes entre eles, e se utilizam geralmente de altitudes niveladas que não são corrigidas dos efeitos do campo da gravidade (DREWES *et al*, 2002).

A determinação da altitude ortométrica através do GPS pressupõe o conhecimento da ondulação do geoide com precisão compatível ao desejado na componente altitude. Segundo Arana (2004), atualmente, as técnicas mais usadas para a determinação do geoide com alta precisão, visando o nivelamento com o GPS, consistem basicamente na representação das altitudes geoidais através de componentes distintas, denominadas global, regional e local. A componente global é determinada a partir dos coeficientes que representam o elipsoide de revolução, a componente regional usualmente é determinada a partir de dados do campo de gravidade (satélite, gravimetria terrestre e oceânica) e a componente local introduz correções calculadas através de dados complementares, tais como modelos digitais da topografia e da densidade da crosta.

A realização do rastreamento dos satélites do sistema GPS sobre as RRNN, nos propicia a determinação da ondulação do geoide. Assim, em uma linha formada por duas RRNN com altitudes geométricas conhecidas, pode-se interpolar a ondulação do geoide em pontos desta linha, ou próximo à mesma (ARANA, 2004).

Isso se dá porque nos levantamentos geodésicos e topográficos, para garantir a horizontalidade dos equipamentos é utilizada como recurso a componente física da gravidade, através de uma linha perpendicular chamada de linha de força ou vertical. A linha de força pode ser materializada na superfície terrestre com um fio de prumo, usualmente utilizado nos levantamentos de campo.

5 | MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentados os materiais utilizados na pesquisa, a caracterização da área de estudo, bem como os procedimentos metodológicos que serão realizados para atender aos objetivos.

Os equipamentos, softwares e acessórios que serão utilizados para realizar esta pesquisa estão sendo apresentados na listagem abaixo:

- Par de receptores GNSS de dupla frequência
- Nível geodésico
- Tripé de alumínio de dupla trava
- Mira articulada de alumínio com 5 metros de altura
- *Software* Microsoft Excel
- *Software* MATLAB
- *Software* Spectrum Survey Office

- *Software* QGIS
- *Software* Autodesk Autocad 2020
- *Software* LibreOffice Calc 5.0/2016: utilizado para cálculo do nivelamento geométrico.

A área de estudo definida situa-se no município de Rio Negro a sudeste do Estado do Paraná. Tem altitude média de 775 m, área total de 595 km², população estimada no ano de 2019 pelo IBGE em 34.170 habitantes.

É limítrofe ao Estado de Santa Catarina, através do rio Negro, tendo sua sede integrada à cidade vizinha de Mafra, formando um aglomerado urbano de cerca de 80.000 habitantes; fenômeno típico de cidades-irmãs, localizadas em margens opostas nos pontos de travessia de rios de grande porte, apresentando uma simbiose no relacionamento socioeconômico, comportando-se como uma cidade única.

O local de estudo situa-se dentro do perímetro urbano na Vila Paraná, a sudoeste do município, confrontando com a margem direita do Rio Negro. A área estudada tem a particularidade de ser sujeita a alagamentos e inundações Ver Figuras 02 e 03.



Figura 02: Planta de localização da área de estudo.



Figura 03: Área de estudo com o evento inundação no ano de 2018.

Fonte: Google Earth (2018)

Como procedimentos metodológicos, primeiramente, será realizada pesquisa documental em prefeituras de municípios que estejam situados em áreas de inundação e/ou enchente para verificar a existência de tolerância altimétrica para tomada de decisão nestas áreas.

A partir da definição da área de estudo serão distribuídos 32 pontos para realizar a pesquisa. Estes pontos deverão estar homogeneamente distribuídos, sendo que, pelo menos 20% deles deverão estar em cada quadrante da área (ao todo serão quatro quadrantes).

Será realizado nivelamento geométrico de precisão de acordo com a NBR13133 (ABNT, 1994): Classe IIN, precisão média ($\leq \pm 10$ mm/km). O transporte de coordenadas altimétricas será realizado a partir da RN-19J do IBGE, situada nas proximidades da área. Serão realizados nivelamento e contranivelamento geométrico, devido a inexistência de uma segunda RN. Um PS (ponto de segurança) ficará disponível próximo da área de estudo servindo de apoio para o nivelamento.

Após será realizado o rastreamento GNSS através do método relativo estático dos 32

pontos com tempo suficiente (pelo menos 30 min) para fixar os pontos com ajustamento e resolver as ambiguidades. Os pontos serão rastreados com dois receptores de base em RRNN e RBMC do IBGE, enquanto um terceiro receptor coletará os pontos de interesse.

Será realizado o processamento GNSS utilizando as efemérides: ultrarrápidas (3-9 horas), rápidas (17- 41 horas) e finais (12-18 dias) para melhorar a precisão das coordenadas corrigidas pelas órbitas dos satélites.

A área de estudo está próxima de 2 (dois) RRNN do IBGE, a distância aproximada destes pontos é de 1,0 km. O rastreamento deverá ser realizado com 2 (duas) bases nos RRNN e mais um receptor móvel que rastreará os pontos topográficos de interesse.

Através das altitudes ortométricas obtidas com o nivelamento geométrico ajustado e das altitudes geométricas obtidas por levantamento GNSS, será possível obter as ondulações geoidais e desta forma será desenvolvido um modelo geoidal local, onde deverá ser analisado o menor desvio padrão obtido, bem como a ondulação média representativa. Esses parâmetros deverão compor a correção do modelo geoidal local para obter a altitude ortométrica em qualquer ponto da área de estudo.

Para verificar a qualidade do modelo geoidal local, serão realizados levantamentos GNSS e nivelamento geométrico em 10 pontos distribuídos via sorteio manual simples na região de estudo, onde deverá ser realizada a comparação entre as altitudes ortométricas obtidas via modelo geoidal local e nivelamento geométrico.

Serão analisados se os valores de exatidão e precisão da altitude ortométrica obtida pelo modelo geoidal local são compatíveis com os valores pesquisados para a tolerância altimétrica definida por outros municípios que possuem áreas de inundação e/ou enchente.

6 | RESULTADOS PRELIMINARES

Como resultados preliminares são apresentados os dados e informações coletados acerca da tolerância altimétrica e/ou definições gerais sobre proibições de construções e parcelamentos em áreas passíveis de enchentes e/ou inundações em municípios situados em margens de rios e que também tem problemas de enchentes e/ou inundações.

Nos planos diretores de muitos municípios pode ser percebido que as tolerâncias altimétricas não são evidenciadas ou são inexistentes. Nas áreas de risco de enchentes e/ou inundações este elemento é de suma importância pois, em locais de transição entre as altitudes seguras e regiões de risco, as solicitações de consultas prévias de construções são abundantes e os técnicos da administração pública são poucos para produzir a grande quantidade de pareceres técnicos confiáveis e seguros que são necessários. A proposta deste projeto é que as análises altimétricas dos locais confrontantes com áreas passíveis de enchentes e/ou inundações se tornem seguras, eficientes e práticas, levando em consideração a tolerância altimétrica que necessita ser definida.

Foi verificado que no município de Blumenau/SC é vedado parcelar imóveis abaixo

da cota de enchente de 12 m, tendo como referência o artigo 8º, Inciso V da Lei de Parcelamento do Solo deste município (MUNICÍPIO DE BLUMENAU, 2010a).

No município de Rio Negrinho/SC não é permitido parcelar imóveis em áreas abaixo da cota 792 m, conforme a Lei Complementar nº 35 (MUNICÍPIO DE RIO NEGRINHO, 2006).

Em alguns municípios foram encontradas evidências que podem ser transformadas em valores para estabelecimento da tolerância altimétrica, como, por exemplo:

- No plano diretor do município de Blumenau/SC são referidas as áreas com potencial de risco a partir da escala de 1:25.000 (MUNICÍPIO DE BLUMENAU, 2010b).
- No plano diretor do município de Rio do Sul/SC (MUNICÍPIO DE RIO DO SUL, 2006), destaca-se, no artigo 671, que a cota inundável de cheia máxima fica sujeita a uma margem de variação de até um metro. Nesta situação uma futura construção deve considerar esse valor tanto para mais quanto para menos. Também quando o requerente solicita a viabilidade de construção em áreas de risco de alagamentos a administração pública deve verificar com precisão se o local a ser construído está situado em altitudes seguras, ou seja, se o futuro local a ser construído está situado na cota acima de 779 m. Esta análise deve ser verificada com segurança para que não ocorra transtornos, tanto para o requerente quanto para a administração pública. Nesse sentido a obra executada torna-se livre de possíveis desastres oriundos de cheias e inundações.

Ainda como resultado preliminar o método de trabalho permitiu verificar a ondulação geoidal média da região, o que ocorreu através de nivelamento geométrico e contranivelamento em dez pontos de controle para levantamento das altitudes ortométricas (H) e o consequente rastreamento pelo método estático rápido dos pontos a partir de RBMC, para levantamento das altitudes geométricas (h). Como resultados preliminares estão sendo apresentadas, na Tabela 01, as ondulações geoidais (N1) calculadas.

Ao obter a média de N1 para os dez pontos obteve-se um N1 médio de 4,17 m. Ao subtrair o N1 médio de “h”, pode-se observar que os valores apresentados se aproximaram dos valores obtidos por nivelamento geométrico, resultando em H2. As diferenças entre H (obtidas por nivelamento) e H2 (obtidas pelo nivelamento GNSS subtraído pelo N1 médio) apresentaram resultados satisfatórios, pois o ponto com maior discrepância ficou com diferença menor que 0,259 m (03_0264), o que evidencia que o método de nivelamento GNSS para obter altitudes ortométricas pode ser utilizado, uma vez que se conheça a ondulação geoidal local da área de estudo.

| Ponto | Nivelamento GNSS | Nivelamento Geométrico | N calculados | | Diferença |
|---------|------------------|------------------------|--------------|---------|-----------|
| | h (m) | H (m) | N1 = h - H | H2 | H - H2 |
| 01_0266 | 778,441 | 774,252 | 4,189 | 774,281 | -0,029 |
| 02_0265 | 778,701 | 774,456 | 4,245 | 774,541 | -0,085 |
| 03_0264 | 779,050 | 775,149 | 3,901 | 774,89 | 0,259 |
| 05_0262 | 784,812 | 780,609 | 4,203 | 780,652 | -0,043 |
| 07_0260 | 789,265 | 785,086 | 4,179 | 785,105 | -0,019 |
| 12_0268 | 793,210 | 788,997 | 4,213 | 789,05 | -0,053 |
| 13_0269 | 792,216 | 787,989 | 4,227 | 788,056 | -0,067 |
| 14_0270 | 789,516 | 785,285 | 4,231 | 785,356 | -0,071 |
| 15_0271 | 786,231 | 782,172 | 4,059 | 782,071 | 0,101 |
| 17_0273 | 779,471 | 775,199 | 4,272 | 775,301 | -0,102 |

Tabela 01: Tabela de coordenadas dos nivelamentos GNSS e geométrico.

7 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considera-se que, ao desenvolver um modelo geoidal local, o mesmo pode ser utilizado nos levantamentos de campo no momento de verificar a viabilidade de construções, até mesmo pelo método de nivelamento GNSS relativo estático rápido, para obter as altitudes ortométricas (H), pois a maior discrepância verificada foi menor que 0,26 m entre pontos obtidos por nivelamento geométrico e nivelamento GNSS. Ao verificar a legislação sobre discrepância altimétrica, não se verificou nenhum valor de diferença entre altitudes maiores que um metro, o que pode ser um indicativo de que a utilização do método citado nesta pesquisa seja suficiente para atender a expectativa de exatidão definida pelos municípios.

O cálculo de um valor de ondulação geoidal médio e a definição da tolerância altimétrica para a região de estudo será de suma importância para a equipe técnica do município de Rio Negro verificar a viabilidade de novas construções nos locais inseridos abaixo ou próximo das altitudes definidas no plano diretor.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 13133: Execução do Levantamento Topográfico** - Procedimento. Rio de Janeiro, 1994.

ARANA, J.M. O uso do GPS na determinação de altitudes ortométricas. **6º Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário**, Florianópolis, 2004.

CASTRO, A. L. P. **Nivelamento Através do GPS: Avaliação e proposição de estratégias**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Ciências Cartográficas, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Estadual Paulista, Presidente Prudente, 2002.

DREWES, H.; SANCHEZ, L.; BLITZKOW, D.; DE FREITAS, S. R. C. Scientific foundations of the SIRGAS Vertical Reference System. In: DREWES, H.; DODSON, A. L.; SOUTO FORTES, L. P.; SÁNCHEZ, L.; SANDOVAL, P. **Vertical Reference Systems**. v. 124. Cartagena, Colombia: Springer Berlin Heidelberg, p. 297-301, 2002.

GUIMARÃES, G.N.; MATOS, A.C.O.C.M.; BLITZTKOW, D. O Quase-Geoide do Estado de São Paulo e a Avaliação dos Modelos Recentes do GOCE. **Revista Brasileira de Cartografia**, Rio de Janeiro, nº 67/8, p. 1707-1721, 2015.

IHDE, J.; SÁNCHEZ, L. A unified global height reference system as a basis for IGGOS. **Journal of Geodynamics**, v. 40, n. 4–5, p. 400–413, 2005.

MOREIRA, A. S. B. **Nivelamento Trigonométrico e Nivelamento Geométrico Classe IIN da NBR 13.133: Limites e Condições de Compatibilidade**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil: Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

MUNICÍPIO DE BLUMENAU. **Lei Complementar nº 749: Dispõe sobre o código de parcelamento do solo para fins urbanos no município de Blumenau/SC**. 23 de março de 2010a.

MUNICÍPIO DE BLUMENAU. **Lei Complementar nº 751: Dispõe sobre o código de zoneamento, uso e ocupação do solo no município de Blumenau/SC**. 23 de março de 2010b.

MUNICÍPIO DE RIO DO SUL. **Lei Complementar nº 163: Dispõe sobre o plano diretor do município de Rio do Sul/SC**. 12 de dezembro de 2006.

MUNICÍPIO DE RIO NEGRINHO. **Lei Complementar nº 35: Institui o Plano Diretor de Desenvolvimento Ambiental – Urbano e Rural do Município de Rio Negrinho/SC**. 10 de outubro de 2006.

MUNICÍPIO DE RIO NEGRO. **Lei Complementar nº 44: Dispõe sobre o ordenamento territorial do município de Rio Negro/ PR**. 19 de janeiro de 2021.

SANCHEZ L. Definition and realisation of the SIRGAS vertical reference system within a globally unified height system. In P. Tregoning and C. Rizos (Eds.), **Dynamic Planet, International Association of Geodesy Symposia**, 130, Springer Berlin Heidelberg, Berlin, p. 638–645, 2007.

TUCCI, C.; BERTONI, C. E.M. **Inundações urbanas na América do Sul**. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH), 2003.

TULER, M.; SARAIVA, S. **Fundamentos de Geodésia e Cartografia**. Porto Alegre: Editora Bookman, 2016.

TULER, M.; SARAIVA, S. **Fundamentos de Topografia**. Porto Alegre: Editora Bookman, 2014.

CAPÍTULO 15

UMA ABORDAGEM INVESTIGATIVA PREDITIVA: AVALIAÇÃO DE IMPACTOS AMBIENTAIS NA CONSTRUÇÃO DE UM SHOPPING CENTER NO MUNICÍPIO DE ARAL MOREIRA-MS

Data de aceite: 01/06/2021

Data de submissão: 15/03/2021

Fernanda Adriéli Trenkel

Universidade Estadual de Mato Grosso do Sul
Dourados, MS
<http://lattes.cnpq.br/6226442312916798>

Bruno Henrique Feitosa

Universidade Estadual de Mato Grosso do Sul
Dourados, MS
<http://lattes.cnpq.br/5050818047225979>

Léia Mendes Guedes

Universidade Estadual de Mato Grosso do Sul
Mundo Novo, MS
<http://lattes.cnpq.br/7112262863199755>

Lucas Limeira Rodrigues

Universidade Estadual de Mato Grosso do Sul
Dourados, MS
<http://lattes.cnpq.br/7678182553185220>

RESUMO: Os ambientes naturais sofrem imensuráveis impactos originados pelo avanço da sociedade moderna, e conseqüentemente com a evolução do ser humano ocorrem alterações no espaço. O vínculo harmônico entre homem e natureza rompeu-se com o crescimento desordenado da sociedade e ocupação territorial. O presente trabalho teve como objetivo analisar os aspectos e possíveis impactos ambientais produzidos pelas obras na construção de um shopping center, no município de Aral Moreira, localizado no estado de Mato

Grosso do Sul (MS), incorporando conceitos de eficiência no uso de recursos e mitigação dos impactos durante a fase da construção. A competitividade de mercado fez com que muitas empresas atentassem para credibilidade no empreendimento, os quais podem ser elencados várias medidas e procedimentos, que se forem aplicados contribuem para o controle e redução dos impactos ambientais negativos, ampliando os aspectos positivos. Infelizmente a sociedade é capitalista, e cada vez mais só pensa em produzir, consumir e descartar, almejando lucros cada vez mais satisfatórios de maneira rápida e com menor custo.

PALAVRAS-CHAVE: Ambiente, sociedade, medidas mitigadoras, construção civil.

A PREDICTIVE INVESTIGATIVE APPROACH: ASSESSMENT OF ENVIRONMENTAL IMPACTS IN THE CONSTRUCTION OF A SHOPPING CENTER IN THE CITY OF ARAL MOREIRA-MS

ABSTRACT: Natural environments suffer immeasurable impacts caused by the advancement of modern society, and consequently with the evolution of human beings, changes occur in space. The harmonious link between man and nature has broken with the disorderly growth of society and territorial occupation. The present work aimed to analyze the aspects and possible environmental impacts produced by the works in the construction of a shopping center, in the municipality of Aral Moreira, located in the state of Mato Grosso do Sul (MS), incorporating

concepts of efficiency in the use of resources and mitigation of impacts during the construction phase. The competitiveness of the market made many companies pay attention to the credibility of the enterprise, which can be listed several measures and procedures, which, if applied, contribute to the control and reduction of negative environmental impacts, expanding the positive aspects. Unfortunately, society is capitalist, and more and more it only thinks about producing, consuming and disposing, aiming at increasingly satisfactory profits quickly and at a lower cost.

KEYWORDS: Environment, society, mitigation measures, civil construction.

1 | INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil (ICC) tem participação efetiva no desenvolvimento socioeconômico brasileiro, através do fornecimento de infraestrutura, diminuição do déficit habitacional, oportunidades de emprego e renda, sendo a ICC uma área que contribui significativamente com o produto interno bruto (PIB) do país, entretanto consome grande parte dos recursos naturais disponíveis na natureza e gera impactos ambientais (SOUZA et al., 2015; DE CONTO, DE OLIVEIRA, RUPPENTHAL, 2017).

Os ambientes naturais sofrem modificações ao longo da evolução do ser humano e sociedade moderna, e conseqüentemente interfere na utilização do espaço. A harmonia do homem com a natureza foi corrompida devido ao crescimento desordenado e sem planejamento dos centros urbanos, posteriormente agravada pelo mercado imobiliário e as conseqüências do aumento da expansão urbana, desqualificando certos espaços, bem como o comprometimento com o meio natural, sendo o capitalismo um agravante desta situação, levando exploração da natureza de forma predatória, comprometendo os recursos naturais, gerando estruturas e resíduos que oferecem riscos à sobrevivência do ser humano (PORTES, 2013; ALMEIDA, et al., 2015; BAPTISTA JUNIOR, ROMANEL, 2013; MESQUITA, 2012).

O Brasil fere a natureza em todas as áreas do ecossistema e nação, durante todas as etapas do processo de produção das indústrias da construção civil, esses impactos tornam-se permanentes no meio ambiente, percorrendo toda a sua cadeia produtiva, pois nos processos de ocupação, extração e processamento da matéria prima não renovável, incomensuráveis recursos naturais são explorados, gerando resíduos que afetam ar, clima, solo, mananciais de água, fauna, flora, hábitat humano (e de outros animais) e etc. (MESQUITA, 2012; LEITE, NETO, 2014).

A geração de resíduos sólidos na construção civil é outra preocupação a sociedade atual, entretanto, é possível gerar menos impactos ambientais com reciclagem e reutilização de materiais, com implantação de um sistema de reciclagem onde minimiza-se impactos ambientais, ajudando a preservar os recursos naturais, ainda gerando redução econômica com os custos da obra, pois os recursos são finitos e esgotáveis, assim a reciclagem em determinado momento passará a ser obrigatória e não opcional, especialistas consideram a

adoção de um sistema integrado de gerenciamento de resíduos sólidos da construção civil (GUEDES, FERNANDES, 2013; DA SILVA; SANTOS, DE ARAÚJO, 2017).

A área da construção civil é uma atividade que gera poluição extrema, e como resultado final consome vários recursos naturais, o que se agrava pelo fato de que novas tecnologias que poderiam amenizar tais impactos contra os ambientes naturais, possuem dificuldades de implementação por grandes resistências nesse setor (ALMEIDA et al., 2015; LEITE, NETO, 2014).

Outro ponto a ser destacado na construção civil brasileira, é o fato do país registrar e presenciar com frequência situações impactantes no meio ambiente, situações ocasionadas principalmente pelo déficit de políticas públicas e conscientização de empresas, que na realidade atual adotam práticas que somente atendam a legislação ambiental, mas que não incorrerem em sanções aplicadas pelos órgãos de fiscalização ambiental (LEITE; NETO, 2014).

Os padrões de comportamento da(s) sociedade(s) humana(s) sempre estiveram intrinsecamente ligados aos padrões de consumo, obtendo diversas transformações e evoluções ao longo do tempo, variando de localidade em localidade, locais estes caracterizados como estruturas condicionantes e propícias a estimular o consumo, idealizados e estudados meticulosamente para que as pessoas não resistam à compra, sempre seguindo uma forma lógica e padronizada, que baseia-se em impulsionar o consumismo (LIMA, 2013).

Buscando melhores condições ambientais, tanto no cenário nacional brasileiro quanto mundial, especialistas não só do setor da construção civil, como de outras áreas buscam soluções à tais problemas. A interferência antrópica gera consequências como a degradação ambiental, desde então nota-se um aumento quantitativo e qualitativo de pesquisas ambientais tanto no Brasil, como no mundo, onde pesquisadores, políticos, governos e a própria sociedade estão se solidarizando e atentando-se a tais problemas, como exemplo a busca pela redução de resíduos e reaproveitamento, e requerimento uso de legislações das mais variadas aplicações, principalmente no setor da construção civil (FRITZEN, BINDA, 2011; BRASILEIRO, MATOS, 2015).

Deste modo os empreendimentos com potencial de geração de impactos ambientais significativos devem elaborar Estudo de Impacto Ambiental e respectivo Relatório de Impacto Ambiental (EIA/RIMA), conforme regem normas específicas: Política Nacional de Meio Ambiente, Constituição Federal do Brasil e Resoluções do CONAMA n° 01/86 e n° 237/97, para que os projetos possam ser estudados e analisados, para que os impactos socioambientais sejam minimizados (FIBRIA, 2011).

Conseqüentemente deverá ser realizado a Avaliação de Impactos Ambientais (AIA) que aborda os processos de avaliações dos efeitos ecológicos, econômicos e sociais, que podem advir da implantação de atividades antrópicas (projetos, planos e programas), e de monitoramento e controle desses efeitos pelo poder público e pela sociedade (ABSY,

ASSUNÇÃO, FARIAS, 1995).

Deste modo o trabalho em questão teve como objetivo principal analisar e avaliar os possíveis impactos ambientais produzidos pelas obras na construção de um shopping center, no município de Aral Moreira-MS.

2 | METODOLOGIA

O shopping center será construído no município de Aral Moreira-MS, no qual apresentava uma população com 12.332 habitantes até ao ano de 2020, sendo a densidade demográfica de 6,19 habitantes por km² no território do município (IBGE, 2020), onde a agricultura é uma atividade representativa tanto economicamente como socialmente, localiza-se no sul da região Centro-Oeste do Brasil, no sudoeste de Mato Grosso do Sul (Microrregião de Dourados) (CIDADE BRASIL, 2016).

O município de Aral Moreira-MS possui uma área de 1 653,860 km² (IBGE, 2020), é localiza na latitude de 22°11'28"S e longitude de 55°56'51"O (CIDADE BRASIL, 2020) como demonstrada na figura 1.



Figura 1. Localização do Estado de Mato Grosso do Sul destacando o município de Aral Moreira-MS.

Fonte: CIDADE BRASIL (2020).

O estudo é de cunho qualitativo e descritivo, sendo baseado em uma pesquisa bibliográfica e documental (SEVERINO, 2017). A pesquisa bibliográfica e documental “se realiza a partir do registro disponível, decorrente de pesquisas anteriores, em documentos

impressos, livros, artigos, teses, etc. Utilizam-se os dados teóricos já pesquisados e devidamente registrados” (SEVERINO, 2017).

O estudo aborda a construção de um shopping center, que apresenta 600x600 m que equivale a 6.000 m², que irá englobar praça de alimentação, papelaria, vestuários, eletrônicos, eletrodomésticos, local de lazer contendo diversos brinquedos e estacionamento. O mesmo irá compreender 4 pisos, totalizando de área construída 5.000 m², contendo um jardim de 1.000 m², que abrangerá os municípios de Coronel Sapucaia, Amambai e as cidades vizinhas no Paraguai, entre outras regiões do estado do Mato Grosso do Sul, pois um empreendimento dessa categoria é considerado o maior fator de adensamento urbano que pode existir uma vez que atrai investimentos imobiliários e empresas prestadoras de diversos serviços (VALOR ECONOMICO, 2012). O local da construção do shopping center está sendo demonstrado nas figuras 2 e 3.



Figuras 2 e 3. Localização da área de implantação do Shopping Center no Município de Aral Moreira-MS.

Fonte: Arquivo pessoal (2020).

O presente estudo buscou identificar e caracterizar, possíveis impactos ambientais durante a construção do shopping center, classificando-os em: tipo: positivo ou negativo; modo: direto ou indireto; magnitude: pequeno, médio e grande intensidade; duração: temporário, permanente e cíclico; efeito: imediato (curto), médio e longo prazo; e reversibilidade: reversível e irreversível.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

O Estudo de Impactos Ambientais (EIA), é fundamental para órgãos ambientais

avaliarem a viabilidade de projetos e analisarem o pedido de Licença Prévia (LP), este é o primeiro passo, em que é sinalizada a viabilidade ambiental do projeto em determinado local, pois todos os empreendimentos que causem significativas interferências ao ambiente, devem se submeter ao licenciamento ambiental junto a órgão competente, desde as etapas iniciais de seu planejamento e instalação até a efetiva operação (FIBRIA, 2011; SILVEIRA, ARAÚJO NETO, 2014).

A NBR ISO 14001/2004 define como aspecto ambiental o “elemento das atividades, produtos ou serviços de uma organização que pode interagir com o meio ambiente”, cuja significância é dada pelo seu poder de gerar um impacto ambiental significativo, em intensidade ou frequência, já impacto ambiental pode ser definido como “qualquer modificação do meio ambiente, adversa ou benéfica que resulte, no todo ou em parte, dos aspectos ambientais de uma organização” (RIOS, 2014; VECHI, GALLARDO, TEIXEIRA, 2016).

A construção de um shopping center gera impactos positivos, como valorização imobiliária comercial do entorno, geração de emprego e renda a população local. Atualmente escolhe-se um lugar para estabelecimento, embasados em um levantamento socioeconômico e pressupõe-se que terá um grande número de pessoas que se deslocará para comprar, essa área de influência terá aumento de fluxo de veículos no trânsito, onde serão construídos outros empreendimentos satélites, sendo com a construção de shoppings são em áreas carentes de serviços, tornam-se estruturadores urbanos trazendo empreendimentos (VALOR ECONÔMICO, 2012).

Outro benefício da ICC por ser um setor crescente, é a interferência no desenvolvimento econômico com a geração de emprego, sendo uma área que contribui para o desenvolvimento regional com oferta de empregos formais, implicando em melhoria de renda para a população mais carente, sendo o setor que mais emprega no Brasil, melhorando a economia, pois estimula a população a consumir e possibilita bem-estar social (OLIVEIRA; MEDEIROS; PEREIRA, 2015).

A construção de um empreendimento como um shopping center traz benefícios socioeconômicos a região de implantação, e neste caso será de grande importância para trazer mais empreendimentos e movimentar a economia local, assim como a geração de empregos que possibilitará melhor qualidade de vida a população da região, entre outros benefícios.

É natural que os impactos ambientais tenham surgido a partir da evolução humana, desde que o homem começou a progredir em seu modo de vida, aumentando gradativamente os impactos gerados na natureza, como na derrubada de árvores para construção de abrigo e obtenção de lenha, tornando cada vez mais visíveis as alterações no meio ambiente. As alterações na cadeia alimentar, mudanças climáticas e diminuição da biodiversidade foram possivelmente alguns dos primeiros impactos ocasionados pela ação do homem (RIOS, 2014).

Por outro lado, a construção desde mesmo shopping center, pode trazer impactos negativos aos ambientes naturais, por isso se faz necessário grande responsabilidade dos envolvidos na obra, como seguir criteriosamente as normas e regimentos ambientais, assim como grande mobilização social e principalmente de órgãos competentes afim de fiscalizar tais empreendimentos, para evitar possíveis impactos e aplicar punições severas em situações que ferem os códigos ambientais.

Praticamente todas as atividades desenvolvidas durante a construção civil são geradoras de resíduos (AZEVEDO, 2006). A construção civil é um setor onde as atividades geram grandes impactos ambientais, desde a extração de matérias primas para fabricação de produtos, até o descarte de resíduos gerados, provocando grande mudanças na paisagem (BARRETO, 2005). Durante a construção de um empreendimento, o ambiente sofre alterações em sua paisagem, devido ao uso excessivo dos recursos naturais juntamente com elevada produção de resíduos, a ICC consolida-se como atividade altamente degradante ao ambiente (SILVA et al., 2015).

Segundo a Resolução nº 307 da CONAMA 2002, os resíduos de uma construção civil são divididos em 4 classes: classe A (resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados, como tijolo, blocos, telhas, placas de revestimento, argamassa, concreto, tubos); classe B (resíduos recicláveis para outras destinações, como plástico, papel/papelão, metal, madeira); classe C (recicláveis, porém sem tecnologias economicamente viáveis, tais como os produtos oriundos do gesso); classe D (perigosos, tais como tintas, solventes, óleos e outros ou aqueles contaminados).

Estes resíduos invadem ruas dificultando tráfego veicular e escoamentos de águas pluviais, poluindo e degradando ambientes urbanos, tornando tais locais propícios a reprodução de espécies vetores de doenças, afetando a qualidade de vida da população e oferecendo riscos à saúde pública, situações essas ocasionadas pelo déficit de políticas públicas disciplinares que ordenem os fluxos e destinações dos resíduos da construção, juntamente com falta de mobilização da população local, gerando tais impactos (MOURÃO, ARAGÃO, DAMASCENO, 2015; DE MORAES, HENKES, 2013).

A disposição irregular de resíduos como óleos, graxas, produtos químicos, despejo de esgoto sanitário, combustíveis, solventes, tintas, recipientes, instrumentos contaminados e lubrificantes utilizados pelos equipamentos em operação, são exemplos de como pode ocorrer a contaminação do solo durante a construção civil (LIMA; CABRAL, 2013).

Essa disposição de contaminantes gera problemas ambientais, como a contaminação de águas superficiais e subterrâneas devido a infiltração, causando a perda da qualidade do solo e da água, a contaminação do solo favorece ainda condições ao desenvolvimento de agentes patogênicos e animais sinantrópicos, além do aspecto visual desagradável do local (SILVA et al., 2015; BOLZAN et al., 2010). Sendo que os locais com resíduos contaminados deverão receber proteção adequada, enquanto os resíduos considerados perigosos conforme NBR 10.004/2004 deverão receber atenção especial no sentido de

sua estocagem temporária e destinação final conforme as diretrizes da NBR 12.235/1992.

Este impacto possui caráter negativo, duração temporária, totalmente reversível e altamente mitigável, porém sua relevância é considerada alta, pois se não adotados os cuidados e medidas necessárias para sua reparação pode vir a tornar-se foco de contaminação do solo e das águas subterrâneas. Outras medidas mitigadoras são realizar manutenção preventiva de máquinas e equipamentos, implantar procedimentos operacionais e de segurança e implantar procedimentos específicos para recolhimento de solo contaminado por qualquer tipo de vazamento ocorrido.

A poluição atmosférica certamente acontecerá durante uma construção, por isso deve ser considerado o lançamento de material particulado e gases tóxicos resultantes das atividades realizadas durante a construção. A movimentação nas vias de tráfego, especialmente as não pavimentadas, ou de veículos e equipamentos movidos à combustão, manuseio de produtos químicos voláteis, além de diversas outras atividades como demolições e escavações, são atividades que geram poeira ao ambiente (FERRAZ, 2020; MARTINS, 2009). O material particulado pode viajar longas distâncias, podendo afetar áreas em seu entorno, tornando o ambiente insalubre, tanto para os trabalhadores na construção, quando para a vizinhança (GUERRA; MIRANDA, 2011).

Contudo, medidas de controle como fiscalização das emissões veiculares, realização das manutenções periódicas dos veículos e equipamentos, aspersão de água nas vias de acesso e áreas internas para fixação de partículas finas na superfície do solo e controle da velocidade dos veículos, são ações a serem adotadas, a fim de mitigar a emissão desses resíduos (ARAÚJO; COSTA 2017). Este impacto apresenta-se como negativo, de duração temporária, reversível, média relevância, intensidades variadas ao longo do tempo de implantação do empreendimento e altamente mitigável através da umectação das vias e materiais utilizados.

A ocupação do solo tem como uma das consequências a sobrecarga do sistema urbano por meio do aumento da impermeabilização do solo e da diminuição da infiltração (SANTOS, RUFINO, FILHO, 2017; ROQUE, PIERRI, 2019). Uma vez que obra será constituída por prédio, áreas de serviços e estacionamentos. Porém a implantação de bacias de retardo ou acumulação poderá contribuir para minimizar este impacto (PINTO, 2011). Este impacto adquire natureza negativa, irreversível, de caráter permanente, média mitigabilidade e de alta relevância, pois a alteração no índice de permeabilidade será inevitável.

A remoção da cobertura vegetal no local da construção, como escavação, aterros e terraplanagem, atinge o solo e o subsolo (ROTH; GARCIAS, 2009). Essas atividades causam a perda da vegetação nativa dentro e ao entorno do empreendimento, principalmente no início para abertura de estradas e com a construção do edifício (BOLZAN et al., 2010). A implantação de paisagismo e a manutenção de espécimes cujos locais não serão objeto de edificação constituem-se em medidas eficientes para minimizar a adversidade deste

impacto (ALVES; SOUZA, 2008).

Os impactos gerados pela implantação do empreendimento deverão atingir a vegetação existentes na área, sendo que este impacto é de média mitigabilidade, de natureza negativa, permanente e irreversível, porém, assume baixa relevância no local da construção do shopping center devido que a área possui baixa diversidade vegetal.

Sobre a fauna, a área onde será construído o shopping center é relativamente pobre em espécies, sendo assim este impacto adquire natureza negativa, irreversível, de caráter permanente, significativa e média mitigabilidade e de média relevância.

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

A ampliação de áreas urbanas e criação de cidades contribuem significativamente para aumentar gradativamente impactos ambientais, e essas alterações ocorrem como consequências de várias ações e interferências antropológicas.

A competitividade no mercado levou as empresas a preocuparem-se com credibilidade do empreendimento, apostando numa avaliação de impactos ambiental na implantação do empreendimento, onde consegue-se elencar uma variabilidade de medidas e procedimentos que, se forem aplicados auxiliam no controle e redução dos impactos negativos, assim, ampliando os positivos.

A construção do shopping center certamente irá gerar inúmeros benefícios na sociedade local, como empregos, tanto para mão de obra que será construída, quanto depois de finalizada a construção, possibilitará a cidade de crescer e expandir, possibilitando instalação de comércios ao entorno do shopping gerando mais empregos, e entre outros benefícios. De maneira que tais consequências são benéficas para cidade e sua sociedade.

Entretanto, não se pode negar os aspectos negativos da construção, em relação a natureza, que certamente será modificada de maneira permanente. Após a averiguação e avaliação dos impactos ambientais, se constatado impactos negativos, em uma perspectiva geral, existe a possibilidade de amenizar tais impactos e reverter a situação em favor do ambiente impactado, adotando e implementando procedimentos adequados no controle ambiental durante a fase de obras.

REFERÊNCIAS

ABSY, M.L.; ASSUNÇÃO, F. N. A.; FARIAS, S. C. **Avaliação de impacto ambiental: agentes sociais, procedimentos e ferramentas, coordenação e adaptação.** Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis. Brasília, 1995.

ALMEIDA, R. R. P.; SILVA, M. A.; SILVA, A. D. C. G.; FORMIGA, W. A.; CRISPIM, D. L.; MEDEIROS, A. P. de.; SILVA, F. T. **Identificação e análise dos impactos ambientais gerados na indústria da construção civil.** Informativo Técnico do Semiárido, v. 9, n. 1, p. 39-46, 2015.

- ALVES, M. C.; SOUZA, Z. M. de. **Recuperação de área degradada por construção de hidroelétrica com adubação verde e corretivo**. *Revista Brasileira de Ciência do solo*, v. 32, n. 6, p. 2505-2516, 2008.
- ARAÚJO, I. M.; COSTA, R. **DB Boas Práticas para Redução da Emissão de Material Particulado Proveniente dos Canteiros de Obras**. SERRA, SB COSTA, DB SAURIN, TA CARDOSO, FF Tecnologias para o Canteiro de Obras Sustentável. São Carlos: FINEP, p. 91-105, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10001: SISTEMAS DE GESTÃO AMBIENTAL - ESPECIFICAÇÃO E DIRETRIZES PARA USO**. Rio de Janeiro-RJ, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10004: Resíduos Sólidos – Classificação**. Rio de Janeiro-RJ, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12235: Armazenamento de resíduos sólidos perigosos**. Rio de Janeiro-RJ, 1992.
- AZEVEDO, G. O. D. de.; KIPERSTOK, A.; MORAES, L. R. S. **Resíduos da construção civil em Salvador: os caminhos para uma gestão sustentável**. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 11, n. 1, p. 65-72, 2006.
- BAPTISTA JUNIOR, J. V.; ROMANEL, C. **Sustentabilidade na indústria da construção: uma logística para reciclagem dos resíduos de pequenas obras**. *Urbe. Revista Brasileira de Gestão Urbana*, v. 5, n. 2, p. 27-37, 2013.
- BARRETO, I. M. C. B. do N. **Gestão de resíduos na construção civil**. Sergipe: Sinduscon, 2005. Disponível em: http://www.sinduscon-se.com.br/sinduscon/arquivos/GESTO%20DE%20RESDUOS%20NA%20CONSTRUO%20CIVIL%20-%20Barreto_%20Ismeralda%20Maria%20Castelo%20Branco.pdf. Acesso em 01 de Mar de 2021.
- BOLZAN, J. S.; SILVA, R. L. L. da.; UCKER, F. E.; KEMEICH, P. D. da. C. **Matriz de avaliação de impacto ambiental aplicada a triagem e transbordo de resíduos da construção civil**. *Disciplinarum Scientiarum Naturais e Tecnológicas*, v. 11, n. 1, p. 115-125, 2010.
- BRASIL. Conselho Nacional de Meio Ambiente. (2002) Resolução CONAMA nº. 307, de 5 de julho de 2002. **Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão de resíduos da construção civil. Ministério do Meio Ambiente: CONAMA, 2002**. Diário Oficial da União. Brasília, DF: Imprensa Oficial.
- BRASILEIRO, L. L.; MATOS, J. M. E. **Revisão bibliográfica: reutilização de resíduos da construção e demolição na indústria da construção civil**. *Cerâmica*, v. 61, n. 358, p. 178-189, 2015.
- CIDADE BRASIL. **Município de Aral Moreira, 2020**. Disponível em: <http://www.cidade-brasil.com.br/municipio-aral-moreira.html>. Acesso em: 23 Dez de 2020.
- DA SILVA, W. C.; SANTOS, G. O.; DE ARAÚJO, W. E. L. **Resíduos Sólidos de Construção Civil: caracterização, alternativas de reuso e retorno econômico**. *Revista Gestão & Sustentabilidade Ambiental*, v. 6, n. 2, p. 286-301, 2017.

- DALFOVO, M.S.; LANA, R.A.; SILVEIRA, A. 2008. **Métodos quantitativos e qualitativos: um resgate teórico**. Revista Interdisciplinar Científica Aplicada, Blumenau, v. 2, n. 3, p. 1-13, 2008.
- DE CONTO, V.; DE OLIVEIRA, M. L.; RUPPENTHAL, J. E. **Certificações ambientais: contribuição à sustentabilidade na construção civil no Brasil**. Revista Gestão da Produção Operações e Sistemas, v. 12, n. 4, p. 100, 2017.
- DE MORAES, N. C.; HENKES, J. A. **Avaliação do programa de gerenciamento de resíduos da construção civil e demolição, no município de Caçapava-SP**. Revista Gestão & Sustentabilidade Ambiental, v. 2, n. 1, p. 113-134, 2013.
- FERRAZ, P H. R. **Material Particulado e sua Emissão em Canteiros de Obra: Revisão de Literatura**. Revista Geama, v. 6, n. 1, p. 12-24, 2020.
- FIBRIA. **Estudo de Impacto Ambiental – EIA/RIMA da expansão da unidade industrial**. Pöyry Tecnologia Ltda. 2011. Disponível em: <http://www.fibria.com.br/shared/midia/publicacoes/EIA_RIMA_Tres_Lagoas.pdf>. Acesso em: 23 Dez. 2020.
- FRITZEN, M.; BINDA, A. L. **Alterações no ciclo hidrológico em áreas urbanas: cidade, hidrologia e impactos no ambiente**. Ateliê Geográfico, v. 5, n. 3, p. 239-254, 2011.
- GUEDES, G. G.; FERNANDES, M. **Gestão ambiental de resíduos sólidos da construção civil no Distrito Federal**. Universitas: Gestão e TI, v. 3, n. 1, 2013.
- GUERRA, F. P.; MIRANDA, R. M. **Influência da meteorologia na concentração do poluente atmosférico PM_{2,5} na RMRJ e na RMSP**. In: Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental, 2, 2011, Londrina. Anais. Londrina: IBEAS, 2011.
- IBGE. **Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística**. 2020. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?codmun=500124>>. Acesso em: 21 Dez. 2020.
- LEITE, J. C. P. S.; NETO, M. T. R. **Meio ambiente e os embates da construção civil**. Construindo, Belo Horizonte, v. 6, n. 2, jul - dez., 2014.
- LIMA, A. S.; CABRAL, A. E. B. **Caracterização e classificação dos resíduos de construção civil da cidade de Fortaleza (CE)**. Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 18, n. 2, p. 169-176, 2013.
- LIMA, L. M. B. **Shopping Center e a problemática ambiental – o caso do Bourbon Wallig em Porto Alegre/ RS**. 2013. Dissertação (mestrado) -Programa de Pós-Graduação em Geografia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto alegre, 2013.
- MESQUITA, A. D. S. G. D. **Análise da geração de resíduos sólidos da construção civil em Teresina, Piauí**. Holos, v. 2, p. 58-65, 2012.
- MOURÃO, S. A.; ARAGÃO, V. R.; DAMASCENO, D. A. P. M. **Diagnóstico da disposição dos resíduos sólidos da construção civil na cidade de Montes Claros, MG**. Ciência e Natura, v. 37, n. 3, p. 251-261, 2015.

OLIVEIRA, O. F. D.; MEDEIROS, P. N. D.; PEREIRA, W. E. N. **Uma breve descrição da construção civil no Brasil, destacando o emprego formal e os estabelecimentos no nordeste.** Seminário de Pesquisa do CCSA, v. 20, 2015.

PINTO, L. L. C. A. **O desempenho de pavimentos permeáveis como medida mitigadora da impermeabilização do solo urbano.** 2011. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo, 2011.

PORTES, K. DE O. **Reformas Urbanas Contemporâneas: um estudo da teoria urbana sustentável e sua aplicabilidade nas cidades brasileiras.** 2013. Monografia (Curso de Especialização em Engenharia Urbana), Universidade Federal do Rio de Janeiro Escola Politécnica Curso de Especialização em Engenharia Urbana - Lato Sensu Monografia Final. 2013.

RIOS, M.B.C. **Estudo de aspectos e impactos ambientais nas obras de construção do bairro Ilha Pura - Vila dos Atletas 2016.** 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014.

ROQUE, R. A. L.; PIERRI, A. C. **Uso inteligente de recursos naturais e sustentabilidade na construção civil.** Research, Society and Development, v. 8, n. 2, p. e3482703-e3482703, 2019.

ROTH, C. das G.; GARCIAS, C. M. **Construção Civil e a degradação ambiental.** Desenvolvimento em Questão, v. 7, n. 13, p. 111-128, 2009.

SANTOS, K. A.; RUFINO, I. A. A.; FILHO, M. N. M. B. Impactos da ocupação urbana na permeabilidade do solo: o caso de uma área de urbanização consolidada em Campina Grande-PB. Engenharia Sanitária e Ambiental, v. 22, n. 5, p. 943-952, 2017.

SEVERINO, A.J. **Metodologia do Trabalho Científico.** 23. ed. São Paulo: Editora Cortez, 2017.

SILVA, O. H.; UMADA, M. K.; POLASTRI, P.; NETO, G. D. A.; ANGELIS, B. L. D. de.; MIOTTO, J. L. **Etapas do gerenciamento de resíduos da construção civil.** Revista Eletrônica em Gestão, Educação e Tecnologia Ambiental, v. 19, p. 39-48, 2015.

SILVEIRA, M.; ARAÚJO NETO, M. D. D. **Licenciamento ambiental de grandes empreendimentos: conexão possível entre saúde e meio ambiente.** Ciência & Saúde Coletiva, v. 19, p. 3829-3838, 2014.

SOUZA, B. A. et al. **Análise dos indicadores PIB nacional e PIB da indústria da construção civil.** RDE-Revista de Desenvolvimento Econômico, v. 17, n. 31, 2015.

VALOR ECONÔMICO. 2012. Obras trazem poluição, mas também geram empregos. **Grandes Construções.** Disponível em: <http://www.grandesconstrucoes.com.br/br/index.php?option=com_content&task=viewNoticia&id=12124>. Acesso em: 18 Dez. 2020.

VECHI, N. R. G.; GALLARDO, A. L. C. F.; TEIXEIRA, C. E. **Aspectos ambientais do setor da construção civil: uma contribuição para a adoção de sistema de gestão ambiental pelas pequenas e médias empresas de prestação de serviços.** Sistemas & Gestão, v. 11, n. 1, p. 17-30, 2016.

CAPÍTULO 16

UTILIZAÇÃO DE RESÍDUO DE LAPIDÁRIO NA FABRICAÇÃO DE CONCRETO DECORATIVO

Data de aceite: 01/06/2021

Data de submissão: 08/03/2021

Celso Amaral Cordeiro

Universidade Federal dos Vales do
Jequitinhonha e Mucuri
Teófilo Otoni- MG
<http://lattes.cnpq.br/3169404328467041>

Stênio Cavalier Cabral

Universidade Federal dos Vales do
Jequitinhonha e Mucuri
Teófilo Otoni- MG
<http://lattes.cnpq.br/2452889693767673>

João Pedro Rabelo de Sousa Araújo

Universidade Federal dos Vales do
Jequitinhonha e Mucuri
Teófilo Otoni- MG
<http://lattes.cnpq.br/7056337540992709>

Sérgio Antônio Brum Junior

Universidade Federal da Integração Latino-
Americana
Foz do Iguaçu – PR
<http://lattes.cnpq.br/9286086846141450>

RESUMO: Verificar a viabilidade da completa substituição da areia natural pelo pó de lapidário e areia artificial (pó de pedra) em concreto, obtendo uma resistência maior que a utilizada nos traços convencionais utilizados por concreteiras, assim podendo ser utilizado na construção civil, e também na confecção de peças decorativas em concretos, viabilizando assim seu uso em

ambientes mais arrojados.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduo de pó de lapidário, Concreto, Areia artificial, Pedras semipreciosas, Mosaico de pedras.

USE OF LAPIDARY WASTE IN THE MANUFACTURE OF DECORATIVE CONCRETE

ABSTRACT: Check the feasibility of completely replacing natural sand with lapidary powder and artificial sand (stone powder) in concrete, obtaining a greater resistance than that used in conventional lines used by concrete companies, thus being able to be used in civil construction, and also in the making of decorative pieces in concrete, thus enabling its use in bolder environments.

KEYWORDS: Waste of lapidary powder, Concrete, Artificial sand, Semi-precious stones, Mosaic of stones.

1 | INTRODUÇÃO

As atividades extrativas e industriais no setor de rochas ornamentais geram resíduos nos mais variados volumes, toxicidades e graus de aproveitamento. O acabamento é a produção de joias personalizadas e outros serviços desenvolvidos por empresas denominadas lapidários, que também geram resíduos, dos quais a maior parte são fragmentos e pós de diversos tipos de rochas.

O presente trabalho faz um estudo da substituição da areia natural existente no

concreto por um material alternativo: areia artificial (granulométrica maior) e pó de lapidário (granulométrica menor) que são descartados em abundância aqui na cidade de Teófilo Otoni - MG. Os cavacos maiores destas pedras são usados para produção de peças decorativas. O pó de lapidário é o rejeito do polimento das pedras semipreciosas da região e os cavacos são os rejeitos maiores também descartados na natureza.

Um dos fatores de grande impacto é que o pó de lapidário é descartado na maioria das vezes em redes de esgoto ou diretamente na natureza, desta forma entupindo as tubulações das redes de esgoto e também poluindo o meio ambiente, quando o mesmo é descartado direto nos rios da cidade.

2 | OBJETIVO(S)

Analisar o desempenho do concreto, com a substituição total de areia natural por resíduo de lapidário, quanto à resistência à compressão axial e a microestrutura e analisar a utilização dos rejeitos maiores dos lapidários como peça decorativa no concreto para a utilização em ambientes mais arrojados.

3 | METODOLOGIA

A lapidação de pedras preciosas e semipreciosas gera como rejeito o pó de lapidário que se acumula nas oficinas sem um destino certo, podendo ser despejado na natureza e provocar danos ao meio ambiente e à saúde humana. Por isso, este resíduo é o foco de nosso estudo.

As pesquisas referentes ao tema em questão são, ainda, escassas. Contudo, pode-se fazer uma analogia deste subproduto com um similar que possua características e propriedades semelhantes. Pôr o pó de lapidário ser em essência pó de pedra, as pesquisas relacionadas a resíduos de rochas ornamentais como granito e mármore podem ser usadas como referência para o nosso estudo.

O levantamento teórico oferece-nos informações relevantes como ciclo de vida dos materiais, suas utilidades e aplicações, composição, resistência, subproduto e ainda dispõe de dados que quantificam aspectos importantes acerca do produto e sua comercialização.

Quanto ao ciclo de vida do pó de pedra proveniente de rocas graníticas e de mármore sabemos, através de Silva (2011), que “a cadeia de rochas ornamentais se inicia normalmente nas pedreiras ou jazidas de onde são extraídas as rochas que são transportadas, geralmente em blocos, para as indústrias de beneficiamento, que são compostas por serrarias, responsáveis por desdobrar os mesmos em chapas, e as empresas de polimento, responsáveis para dar o acabamento final nas chapas. Após o desdobramento e polimento de chapas de rochas as mesmas são encaminhadas para as empresas responsáveis por cortar em pisos, ladrilhos, pias, bancadas e diversos outros

materiais para utilização geralmente na indústria da construção civil”.

Por outro lado, conforme afirma Silva e Lameiras (2012), as etapas da cadeia produtiva de gemas joias e artefatos “se inicia com a identificação da ocorrência dos minerais-gema. Uma vez avaliado o potencial de exploração da ocorrência, é executada a lavra da ocorrência. Boas práticas de lavra são necessárias para otimização do trabalho e redução da geração de resíduos. O martelamento é a etapa onde se separam as partes da pedra sem defeitos visuais e que são mais adequadas para a lapidação. A irradiação das pedras marteladas é feita em irradiadores gama (no Brasil) ou com feixe de elétrons (fora do Brasil ou no Brasil, a partir de março de 2008). As pedras são expostas à radiação por um determinado tempo para adquirirem ou intensificarem as suas cores. Depois elas passam por um aquecimento ou exposição a raios ultravioleta para desenvolvimento de outras cores. As pedras coradas são então submetidas à lapidação, para então serem enviadas para a confecção de joias. A última etapa dessa cadeia é o marketing”.

Em ambos os casos há a geração de lama que é constituída tanto pela rocha de origem na forma de pó quanto pelos componentes necessários para o trabalho e manuseio do material. No caso das rochas ornamentais, segundo Souza, Pinheiro e Holanda (2011), os resíduos na forma de lama são “ricos em óxidos como SiO_2 , Al_2O_3 , K_2O , Na_2O , Fe_2O_3 e CaO . Estes óxidos são normalmente encontrados nas matérias primas convencionais utilizadas na fabricação de produtos cerâmicos diversos para construção civil”. Complementando, no estudo de Reis e Tristão (2007), constata-se que o “resíduo é constituído por pó de rocha acrescido de água no caso dos teares que usam fios diamantados, e no caso dos teares que utilizam lâminas metálicas, acrescenta-se também cal, granalha e fragmentos metálicos provenientes do desgaste das lâminas, formando assim a lama (polpa abrasiva), responsável por diversos problemas, principalmente ambiental”.

Já a composição da lama de lapidário temos, especificamente, os resultados da análise laboratorial de pó do lapidário da oficina do Isaac em que se predomina Fe e Mn ocorrendo também Zn e Cu. Além disso, encontram-se informações sobre a ocorrência de minerais-gemas na região do APL de Teófilo Otoni nos estudos de (SILVA, 2011).

Esta cadeia produtiva gera rejeitos que são prejudiciais ao meio ambiente. De acordo com Santos e Borlini (2011), “a produção brasileira de rochas ornamentais atingiu 8,9 milhões de toneladas em 2010”. Sabe-se também, conforme afirma Silva e Lameiras (2012), que somente no processo de desdobramento de rochas a quantidade de lama gerada é equivalente a 20 a 25% do bloco serrado.

240.000 toneladas por ano é a quantidade estimada de geração conjunta do resíduo de corte de mármore e granito distribuída entre ES, BA, CE e PB (MOURA; GONÇALVES e LEITE, 2002). Como podemos ver em Nogueira *et al* (2006), ocorre a deposição de rejeitos “sobre pequenas drenagens e nascentes de rios, assoreando diversos riachos e comprometendo assim os recursos hídricos locais e, no médio prazo, os recursos hídricos regionais”. Além de causar impactos ambientais negativos, uma vez que para se atingir a

rocha é necessária a remoção de solo e vegetação.

Porém, a imposição de leis ambientais e movimentos ecológicos surge como uma necessidade de preservação. O Instituto Estadual do Meio Ambiente do Espírito Santo (IEMA) e a Lei 6938/1981 já atuam neste sentido estabelecendo normas para armazenamento de resíduos e incentivando pesquisas voltadas para proteção de recursos ambientais, respectivamente (SILVA, 2011).

Além do mais, destaca-se que “o pó produzido pela serragem das rochas causa uma doença chamada silicose, que é provocada pela poeira da sílica que aspirada pelo funcionário provoca fibrose intersticial no pulmão”.

Em razão disso, procuram-se alternativas para destinação, redução e reciclagem do subproduto. As pesquisas apresentam 11 diferentes aplicações para o rejeito de pedra, britador e lapidário.

Para começar, tem-se que os subprodutos de extração de gemas podem ser utilizados para a produção de pedra composta feita de partículas minerais provenientes dos pegmatitos e resina de poliestireno (SILVA e LAMEIRAS, 2012).

Outra proposta é o ecodesign em que resíduo de gemas é matéria prima para a produção de colares. No texto de Bruxel, Etchepare e Brandt (2008) há também o projeto contábil para a viabilização formal desse mercado de colares de gemas.

Verificando a composição do resíduo de granito (75,25% de sílica e 0,18% de cálcio), pode-se ajustar a composição química da escória de aciaria uma vez que ela possui alto teor de CaO e baixo teor de SiO₂ (SANTOS e BORLINI, 2011)).

Principalmente nos trabalhos de ALVES-2008, constata-se o aproveitamento dos resíduos de rochas ornamentais para melhorar o desempenho do concreto. Além disso, este material pode ser usado na área de construção civil ainda para a produção de cerâmica vermelha, argamassas e lajotas para piso.

Segundo Souza, Rodrigues e Souza Neto (2005), o filer constituído de cimento Portland, cal e resíduo de serragem de granito podem encher o concreto asfáltico.

Os resíduos oriundos do corte de mármore podem ser adicionados à massa de produção de sabonetes esfoliantes, pois os resultados indicaram baixa perda de massa e alta estabilidade do produto final. No entanto, a utilização do resíduo fica limitada a 40% em massa, com tamanho de partícula de até 0,053 mm para que não haja irritabilidade dérmica. (OLIVEIRA, 2009).

Por sua composição química, os resíduos do corte de mármore e granito podem ser também usados para a fabricação de lâ mineral como menciona Rodrigues *et al* (2011).

Por fim, o adubo é outra aplicação para o rejeito. Quanto à incorporação de pó de pedra no solo existem duas abordagens que garantem a sua fertilidade.

Na primeira, o pó de mármore constituído de CaCO₃ e MgCO₃ corrige a acidez do solo. Nos testes realizados com a cultura de milho houve elevação do Ph e dos teores de Ca₂⁺ e Mg₂⁺, a neutralização de Al₃⁺ e maior produção de massa seca e nutrientes,

comparada a corretivos comerciais (BALDOTTO *et al* 2007).

Já na segunda abordagem, os testes foram realizados com o pinhão manso usando resíduo de rochas ornamentais associados com compostos orgânicos via compostagem. Nesse caso foi avaliada a disponibilidade de potássio no solo que, segundo Cazotti *et al* (2011), aumentou refletindo em maior produção de massa seca.

COSTA *et al* (2010) adverte que altos teores de ferro devido à presença de resíduos de granalha podem ser tóxicos.

Ademais, como se trata de um estudo de aproveitamento de pó de lapidário da região de Teófilo Otoni, não poderia deixar de lembrar da importância dos conhecimentos que dizem respeito a extração e comercialização de gemas na nossa região assim como a funcionalidade de Associações e APL's. O artigo "Pólo de gemas e joias do estado de Minas Gerais" aponta para a grande desorganização, informalidade e vulnerabilidade quanto a isso, o texto começa da seguinte forma: "Sobre as características da região do Vale do Jequitinhonha (Araçuaí e Coronel Murta), Mucuri (Teófilo Otoni) e Rio Doce (Governador Valadares), o Diagnóstico Setorial de Gemas e Joias do Nordeste de Minas Gerais assinala que: 'assentada numa das maiores províncias gemológicas do mundo, dada sua extensão e a diversidade de gemas que vão desde o diamante até a ametista e o citrino, tendo ainda dentro de suas fronteiras a produção de ouro aluvionar, além de diversos minerais industriais, esta região se constitui no maior paradoxo econômico-social, pois é a região mais pobre do Estado de Minas Gerais" (SILVA e LAMEIRAS, 2012).

O traço utilizado no preparo dos corpos de prova foi o traço comercial da Pedreira e Concreteira Um Valemix da cidade de Teófilo Otoni – MG para concreto de fck de 20 MPa.

O pó de lapidário e os rejeitos maiores foram fornecidos pela Oficina de Lapidação do Isaac. A areia artificial foi obtida com a contribuição da Pedreira e Concreteira Um Valemix.

Para execução do traço, utilizou-se como agregado miúdo pó de lapidário e areia artificial em substituição de 100% da areia natural, em proporção respectiva de 40% e 60%; como agregado graúdo, utilizou-se brita "1" e cimento portland CII-E-32RS ambos fornecidos pela Universidade Presidente Antônio Carlos (UNIPAC) – Campus de Teófilo Otoni.

O teor de argamassa do traço é de 54% e o fator água/cimento de 9%. O traço foi rodado em betoneira CS145. Em substituição do índice de remoldagem de Powers, foi utilizado o "Slump Test" para avaliar a trabalhabilidade do concreto.

Foram preparados seis corpos de provas cilíndricos de 10x20 cm com duas camadas de 12 golpes para serem rompidos em pares para uma análise comparativa aos 7, 14 e 28 dias.

Para confecção das peças decorativas em concreto foram feitas duas tentativas realizadas no laboratório de engenharia civil da Universidade Presidente Antônio Carlos (UNIPAC) – Campus de Teófilo Otoni.

Para confecção das peças foi produzida uma fôrma metálica de 25x10x5 cm.

Na primeira tentativa, utilizou-se o concreto deste trabalho especificado acima que foi colocado primeiro. Depois, incrustou-se os cavacos em cima homogeneamente.

Na segunda tentativa, utilizou-se concreto com agregados de brita “1” e areia natural e o cimento foi o portland CPII-E-32RS. Colocou-se primeiro os pedaços de pedras semipreciosas no fundo da forma, homogeneamente, fixados com cola tenaz. Em seguida, adicionou-se o concreto.

Em ambas as tentativas, foram confeccionadas duas lajotas e o tempo de cura foi de 28 dias.

Para retirar a camada de concreto superficial e enaltecer o brilho das pedras, a peça foi lixada com lixas d’água Norton e Carborundum de granulometrias: 80, 100, 120, 150, 180, 220, 320, 360, 400 e 600 mesh. Luvas e máscara foram usadas para proteção durante o trabalho.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

A tabela 1 mostra a composição dos metais presentes no pó de lapidários, em mg/kg (ppm).

| Cu | Fe | Mn | Zn |
|----|------|-----|----|
| 42 | 4310 | 288 | 27 |

Tabela 1: Análise foliar.

A tabela 2 mostra a resistência à compressão axial dos corpos de prova após 7, 14, 28 dias de cura. A figura 1 mostra a evolução da resistência à compressão em MPa.

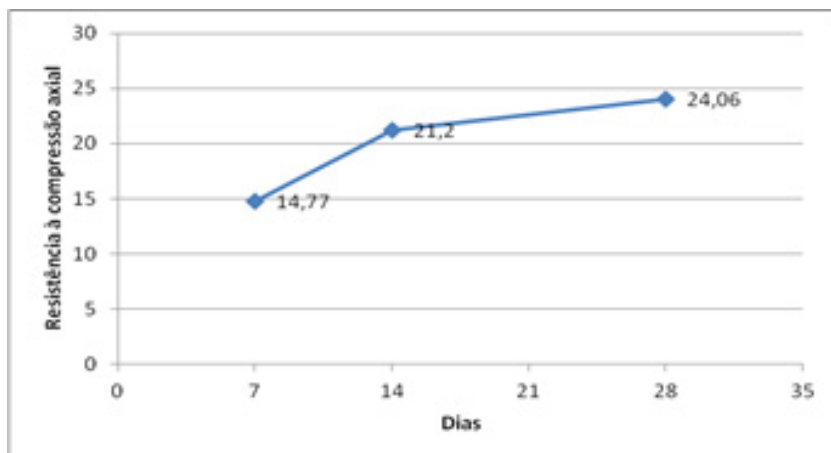


Figura 1: Evolução da resistência à compressão axial.

| Corpo de Prova | Dias de Cura | Força (MN) | Área (m ²) | Pressão (MPa) |
|----------------|--------------|------------|------------------------|---------------|
| 1 | 7 dias | 0,112 | 0,007854 | 14,26 |
| 2 | | 0,12 | 0,007854 | 15,28 |
| 3 | 14 dias | 0,165 | 0,007854 | 21,01 |
| 4 | | 0,168 | 0,007854 | 21,39 |
| 5 | 28 dias | 0,2 | 0,007854 | 25,46 |
| 6 | | 0,178 | 0,007854 | 22,66 |

Tabela 2: Resistência à compressão axial.

A partir do “Slump Test”, realizado de acordo com a NBR 7223: 1992, obteve-se a consistência do concreto. A tabela 3 mostra a classificação da consistência do concreto (MENOSSI, 2004).

| Consistência | Abatimento (cm) |
|--------------|-----------------|
| Seca | 0 a 2 |
| Firme | 2 a 5 |
| Média | 5 a 12 |
| Mole | 12 a 18 |
| Fluida | 18 a 25 |

Tabela 3: Consistência do concreto conforme abatimento.

O resultado do abatimento foi de 11,5 cm, demonstrando que o concreto possui consistência média. A figura 2 mostra a rede de poros formada após o rompimento do corpo de prova de 7 dias.



Figura 2: Rede de poros após 7 dias.

A consistência do concreto obtida foi satisfatória, sendo concisa e homogênea, com poucos poros em sua estrutura. A resistência obtida foi maior do que a esperada de 20 MPa, demonstrando a viabilidade da substituição da areia natural em 100% pela areia artificial e pó de lapidário.

A figura 3 mostra que o aspecto do concreto (1ª tentativa) antes do polimento é mais rústico, mas podemos ver algumas pedras de cores diferentes aparecendo.



Figura 3: Concreto antes do polimento (1ª tentativa).

A figura 4 mostra que o concreto (1ª tentativa) após ser lixado ainda apresenta muitas imperfeições devido aos diferentes níveis e ângulos dos cavacos fixados. Uma das pedras situada numa profundidade maior criou superfície de clivagem em uma das amostras que, conseqüentemente, quebrou-se.



Figura 4: Concreto depois do polimento (1ª tentativa).

A figura 5 mostra que depois do polimento o concreto (2ª tentativa) ficou bem homogêneo com uma aparência muito bonita onde também as pedras semipreciosas ficaram bem fixadas não sendo arrancadas no momento do polimento.



Figura 5: Concreto após o polimento (2ª tentativa) seco e molhado.

Na figura 6, a superfície que forma o mosaico (2ª tentativa) foi envernizada com verniz Sparlack Premium que mudou a coloração para um tom mais amadeirado. As vantagens percebidas estão na textura e proteção da peça.



Figura 6: Concreto polido e envernizado (1ª tentativa).

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

As experiências bem-sucedidas de desenvolvimento de produtos para a construção civil com resíduos incorporados são impulsionadas, principalmente, pela legislação ambiental, e há uma verdadeira política visando reduzir a eliminação direta de resíduos descartados direto na natureza.

Do trabalho realizado relacionando a utilização de resíduos de pós de lapidário e areia artificial (pó de pedra), verificou-se que a utilização dos mesmos para a produção de concreto teve bons resultados, obtendo uma resistência maior que a utilizada nos traços da concreteira que forneceu o traço para análise, assim podendo ser utilizado na construção civil.

Além disso, os resíduos da lapidação também podem ser utilizados na confecção de peças decorativas em concretos para ambientes abertos ou fechados, públicos ou privados onde se procura um visual arrojado e ambientalmente saudável.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10520**: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. 1992.

BALDOTTO, M. A.; ASPIAZÚ, I.; SILVA, A. P.; CORRÊA, M. L. T.; VENEGAS, V. H. A. Potencialidades agrônômicas do resíduo de rochas ornamentais. 2007. **Revista Capixaba de Ciência e Tecnologia**, v. 3, p. 1-8, 2007.

BRUXEL, E.; ETCHEPARE, H. D.; BRANDT, E. A. Viabilidade econômica de utilização do ecodesign na diminuição do impacto ambiental no beneficiamento de gemas. **IV Congresso Nacional de Excelência em Gestão**. Rio de Janeiro – RJ, 2008.

CAZOTTI, M. M.; RIBEIRO, R. C. C.; MACHADO, L. V.; MACHADO, R. V.; ANDRADE F. V. **Resíduos de rochas ornamentais associados à compostagem e liberação de potássio no solo e o desenvolvimento do pinhão manso**. XV Encontro Latino Americano de Iniciação Científica e XI Encontro Latino Americano de Pós-Graduação – Universidade do Vale do Para. 2011.

COSTA, A. S. V.; HORN, A. H.; DONAGEMMA, G. K.; SILVA, M. B. Uso do resíduo de granito oriundo da serraria e polimento como corretivo e fertilizante de solos agrícolas. **GEONOMOS** 18(1): 23 - 27. 2010.

MENOSSEI, R. T. **Utilização do pó de pedra basáltica em substituição à areia natural do concreto**. Dissertação - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP. Engenharia Civil. Ilha Solteira – SP, 2004.

MOURA, W. A.; GONÇALVES, J. P.; LEITE, R. S. Utilização do resíduo do corte de mármore e granito em argamassas de revestimento e confecção de lajotas para pisos. *Sitientibus* n 26, p. 49-61. Feira de Santana – BA, 2002.

NOGUEIRA, R. E. F. Q.; ARGONZ, R.; MATTOS, I. C.; CORDEIRO, E. R.. Caracterização de resíduos provenientes da extração de granitos da Serra da Meruoca (CE) visando seu aproveitamento como matéria-prima cerâmica. **17º CBECIMat** – Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais. Foz do Iguaçu – PR, 2006.

OLIVEIRA, C. N. Aplicação de Resíduos Oriundos do Corte de Rochas Ornamentais na Produção de Cosméticos. **XVII Jornada de Iniciação Científica** – CETEM 123. Palmas – TO, 2009.

REIS, A. S.; TRISTÃO, F. A. Análise de argamassas com resíduos de corte de rochas ornamentais. **2º Congresso Nacional de Argamassas de Construção**. Lisboa – Portugal, 2007.

RODRIGUES, G. F.; ALVES, J. O.; TENÓRIO J. A. S.; ESPINOSA, D. C. R. Estudo de resíduo de rochas ornamentais para a produção de materiais vítreos. **Tecnol. Metal. Mater. Miner.**, São Paulo, v. 8, n. 3, p. 203-207, jul.-set. 2011.

SANTOS, L. G.; BORLINI, M. C. Estudo da ferramenta ACV voltado para o setor de rochas ornamentais. **Centro de Tecnologia Mineral – CETEM**. Rio de Janeiro – RJ, 2011.

SILVA, A. A. A. Gestão de resíduos na indústria de rochas ornamentais, com enfoque para a lama abrasiva. **VII Congresso Nacional de Excelência em Gestão**, ISSN 1984-9354. Rio de Janeiro – RJ, 2011.

SILVA, E. C.; LAMEIRAS, F. C. **Utilização dos resíduos da extração de gemas no APL de gemas, joias e artefatos de pedra de Teófilo Otoni**. Teófilo Otoni – MG, 2012.

SOUZA, A. J.; PINHEIRO, B. C. A.; HOLANDA, J. N. F. Efeito da adição de resíduo de rocha ornamental nas propriedades tecnológicas e microestrutura de piso cerâmico vitrificado. **Cerâmica** [online]. 2011, vol.57, n.342, pp.212-218. ISSN 0366-6913. 2011.

SOUZA, J. N.; RODRIGUES, J. K. G.; SOUZA NETO, P. N. **Utilização do resíduo proveniente da serragem de rochas graníticas como material de enchimento em concreto asfáltico usinados a quente**. Universidade Federal de Campina Grande - UFCG. Campina Grande – PB, 2005.

SOBRE O ORGANIZADOR

HELENTON CARLOS DA SILVA - Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Ponta Grossa (2007), especialização em Gestão Ambiental e Desenvolvimento Sustentável pelo Centro de Ensino Superior dos Campos Gerais (2010) é MBA em Engenharia Urbana pelo Centro de Ensino Superior dos Campos Gerais (2014), é Mestre em Engenharia Sanitária e Ambiental na Universidade Estadual de Ponta Grossa (2016), doutorando em Engenharia e Ciência dos Materiais pela Universidade Estadual de Ponta Grossa e pós-graduando em Engenharia e Segurança do Trabalho. A linha de pesquisa traçada na formação refere-se à área ambiental, com foco em desenvolvimento sem deixar de lado a preocupação com o meio ambiente, buscando a inovação em todos os seus projetos. Atualmente é Engenheiro Civil autônomo e professor universitário. Atuou como coordenador de curso de Engenharia Civil e Engenharia Mecânica. Tem experiência na área de Engenharia Civil, com ênfase em projetos e acompanhamento de obras, planejamento urbano e fiscalização de obras, gestão de contratos e convênios, e como professor na graduação atua nas seguintes áreas: Instalações Elétricas, Instalações Prediais, Construção Civil, Energia, Sustentabilidade na Construção Civil, Planejamento Urbano, Desenho Técnico, Construções Rurais, Mecânica dos Solos, Gestão Ambiental e Ergonomia e Segurança do Trabalho. Como professor de pós-graduação atua na área de gerência de riscos e gerência de projetos.

ÍNDICE REMISSIVO

A

Aceitação 39, 40, 41, 42, 44, 45, 49, 50, 52, 98, 137

Acidente de trabalho 26, 103, 105, 113

Acidentes de trabalho 18, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 103, 104, 105, 106, 111

Agregado graúdo 114, 115, 116, 117, 118, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 128, 177

Ambiente 20, 54, 61, 62, 64, 66, 83, 101, 106, 107, 110, 119, 126, 128, 129, 130, 145, 161, 162, 163, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 174, 175, 176, 184

Análise estrutural 27

Areia artificial 173, 174, 177, 180, 182

C

Cal 44, 85, 86, 87, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 97, 98, 100, 101, 119, 175, 176

Cantoneiras 1, 2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 16

Carregamento equivalente 78, 80, 81, 83, 85

Cinza de biomassa de eucalipto 90, 91

Cobrimento 27, 28, 29, 79

Coefficiente de redução da seção líquida 1

Coefficientes de impacto dinâmicos 67, 68

Concreto 3, 16, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 62, 63, 68, 70, 71, 74, 76, 77, 79, 83, 85, 86, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 167, 173, 174, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183

Concreto armado 27, 28, 29, 32, 37, 38, 41, 70, 76

Concreto celular espumoso 90, 91, 92, 94, 98, 100, 101

Conexões parafusadas 1

Consistência 39, 40, 42, 43, 45, 49, 50, 126, 179, 180, 182

Construção 2, 3, 16, 18, 19, 20, 26, 40, 44, 52, 54, 61, 62, 63, 64, 66, 78, 91, 92, 101, 102, 103, 104, 105, 107, 109, 110, 111, 113, 126, 137, 138, 142, 143, 148, 158, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 175, 176, 182, 183, 184

Construção civil 2, 3, 16, 18, 19, 20, 26, 44, 54, 61, 91, 92, 102, 103, 104, 105, 109, 110, 111, 113, 126, 138, 142, 161, 162, 163, 167, 169, 170, 171, 172, 173, 175, 176, 182, 184

Controle tecnológico 39, 40, 41, 45, 51, 52

D

Dimensionamento a flexão 78, 88

E

Engenharia civil 16, 26, 27, 52, 62, 67, 78, 90, 101, 126, 128, 129, 147, 160, 172, 177, 183, 184

Escopo 137, 138, 139, 141, 142

Estruturas metálicas 1, 2, 63

F

Forma do agregado graúdo 114, 117, 120, 121, 123, 124, 125

G

Gestão 53, 54, 55, 56, 58, 59, 60, 61, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 111, 112, 131, 137, 138, 139, 141, 145, 147, 148, 170, 171, 172, 182, 183, 184

L

Laje lisa 78, 88

Lajes 44, 68, 69, 72, 74, 78, 81, 83, 89

M

Medidas mitigadoras 161, 168

Mosaico de pedras 173

N

Nivelamento geométrico 147, 150, 151, 152, 155, 156, 157, 158, 159, 160

Nivelamento GNSS 147, 149, 152, 158, 159

P

PDRI-buildings 137, 138, 140, 141, 142, 145

Pedras semipreciosas 173, 174, 178, 181

Planejamento 53, 54, 55, 56, 58, 59, 60, 61, 107, 139, 144, 162, 166, 184

Pontes rodoviárias 32, 67, 68, 75, 77

Prazo 41, 45, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 61, 63, 93, 139, 165, 175

Pré-projeto 137, 139, 140, 141, 145

Produtor de água 129, 136

Protensão sem aderência 78

Psicodinâmica do trabalho 103, 104, 105, 108, 112

R

Resíduo de pó de lapidário 173

Resistência 2, 3, 16, 19, 28, 31, 32, 37, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 50, 51, 52, 79, 84, 85, 91, 92, 93, 94, 96, 97, 98, 100, 114, 115, 116, 119, 120, 125, 128, 173, 174, 178, 179, 180, 182

Resistência característica à compressão 41, 79, 114

Restauração ecológica 129

Restrições 8, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 148

Riscos 18, 19, 20, 24, 25, 26, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 110, 111, 112, 113, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 148, 162, 167, 184

S

Segurança do trabalho 18, 19, 24, 103, 104, 105, 111, 184

Serviços ecossistêmicos 129

Sociedade 130, 131, 135, 161, 162, 163, 169

Sustentável 25, 61, 62, 63, 64, 132, 170, 172, 184

T

Tecnologia 24, 26, 53, 55, 61, 90, 126, 149, 151, 159, 171, 172, 182, 183




Teor de pasta 114, 116, 119, 120, 121, 122, 125

V

Vigas 2, 16, 27, 28, 29, 32, 36, 37, 38, 69, 86

ENGENHARIA CIVIL:

**Componentes sociais e ambientais
e o crescimento autossustentado**

-  www.atenaeditora.com.br
-  contato@atenaeditora.com.br
-  [@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora)
-  www.facebook.com/atenaeditora.com.br

ENGENHARIA CIVIL:

**Componentes sociais e ambientais
e o crescimento autossustentado**

-  www.atenaeditora.com.br
-  contato@atenaeditora.com.br
-  [@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora)
-  www.facebook.com/atenaeditora.com.br