

FORÇA, CRESCIMENTO E QUALIDADE DA ENGENHARIA CIVIL NO BRASIL 2



HENRIQUE AJUZ HOLZMANN
JOÃO DALLAMUTA
(ORGANIZADORES)

Atena
Editora
Ano 2021

FORÇA, CRESCIMENTO E QUALIDADE DA ENGENHARIA CIVIL NO BRASIL 2



**HENRIQUE AJUZ HOLZMANN
JOÃO DALLAMUTA
(ORGANIZADORES)**

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
Prof^ª Dr^ª Cristina Gaio – Universidade de Lisboa
Prof. Dr. Daniel Richard Sant’Ana – Universidade de Brasília
Prof. Dr. Deyvison de Lima Oliveira – Universidade Federal de Rondônia
Prof^ª Dr^ª 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
Prof^ª Dr^ª Ivone Goulart Lopes – Instituto Internazionele 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
Prof^ª Dr^ª Lina Maria Gonçalves – Universidade Federal do Tocantins
Prof. Dr. Luis Ricardo Fernandes da Costa – Universidade Estadual de Montes Claros
Prof^ª Dr^ª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Marcelo Pereira da Silva – Pontifícia Universidade Católica de Campinas
Prof^ª Dr^ª Maria Luzia da Silva Santana – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Prof^ª Dr^ª Paola Andressa Scortegagna – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof^ª Dr^ª Rita de Cássia da Silva Oliveira – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof. Dr. Rui Maia Diamantino – Universidade Salvador
Prof. Dr. Urandi João Rodrigues Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Prof^ª Dr^ª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande
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^ª Dr^ª Carla Cristina Bauermann Brasil – Universidade Federal de Santa Maria
Prof. Dr. Antonio Pasqualetto – Pontifícia Universidade Católica de Goiás
Prof. Dr. Cleberton Correia Santos – Universidade Federal da Grande Dourados
Prof^ª Dr^ª Daiane Garabeli Trojan – Universidade Norte do Paraná
Prof^ª Dr^ª 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
Prof^ª Dr^ª Girlene Santos de Souza – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Prof. Dr. Jael Soares Batista – Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Prof. Dr. Júlio César Ribeiro – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof^ª Dr^ª Lina Raquel Santos Araújo – Universidade Estadual do Ceará
Prof. Dr. Pedro Manuel Villa – Universidade Federal de Viçosa
Prof^ª Dr^ª Raissa Rachel Salustriano da Silva Matos – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Ronilson Freitas de Souza – Universidade do Estado do Pará
Prof^ª Dr^ª 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 Alfnas

Ciências Biológicas e da Saúde

Prof. Dr. André Ribeiro da Silva – Universidade de Brasília

Prof^ª Dr^ª Anelise Levay Murari – Universidade Federal de Pelotas

Prof. Dr. Benedito Rodrigues da Silva Neto – Universidade Federal de Goiás

Prof^ª Dr^ª 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

Prof^ª Dr^ª Elizabeth Cordeiro Fernandes – Faculdade Integrada Medicina

Prof^ª Dr^ª Eleuza Rodrigues Machado – Faculdade Anhanguera de Brasília

Prof^ª Dr^ª Elane Schwinden Prudêncio – Universidade Federal de Santa Catarina

Prof^ª Dr^ª Eysler Gonçalves Maia Brasil – Universidade da Integração Internacional da Lusofonia Afro-Brasileira

Prof. Dr. Ferlando Lima Santos – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia

Prof. Dr. Fernando Mendes – Instituto Politécnico de Coimbra – Escola Superior de Saúde de Coimbra

Prof^ª Dr^ª 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

Prof^ª Dr^ª 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

Prof^ª Dr^ª Magnólia de Araújo Campos – Universidade Federal de Campina Grande

Prof. Dr. Marcus Fernando da Silva Praxedes – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia

Prof^ª Dr^ª Maria Tatiane Gonçalves Sá – Universidade do Estado do Pará

Prof^ª Dr^ª Mylena Andréa Oliveira Torres – Universidade Ceuma

Prof^ª Dr^ª Natiéli Piovesan – Instituto Federaci 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

Prof^ª Dr^ª Regiane Luz Carvalho – Centro Universitário das Faculdades Associadas de Ensino

Prof^ª Dr^ª Renata Mendes de Freitas – Universidade Federal de Juiz de Fora

Prof^ª Dr^ª Vanessa Lima Gonçalves – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Prof^ª Dr^ª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande

Ciências Exatas e da Terra e Engenharias

Prof. Dr. Adélio Alcino Sampaio Castro Machado – Universidade do Porto

Prof. Dr. Carlos Eduardo Sanches de Andrade – Universidade Federal de Goiás

Prof^ª Dr^ª 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
Prof^ª Dr^ª Érica de Melo Azevedo – Instituto Federal do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará
Prof^ª Dra. Jéssica Verger Nardeli – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho
Prof. Dr. Juliano Carlo Rufino de Freitas – Universidade Federal de Campina Grande
Prof^ª Dr^ª 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
Prof^ª Dr^ª Neiva Maria de Almeida – Universidade Federal da Paraíba
Prof^ª Dr^ª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof^ª Dr^ª Priscila Tessmer Scaglioni – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista

Linguística, Letras e Artes

Prof^ª Dr^ª Adriana Demite Stephani – Universidade Federal do Tocantins
Prof^ª Dr^ª Angeli Rose do Nascimento – Universidade Federal do Estado do Rio de Janeiro
Prof^ª Dr^ª Carolina Fernandes da Silva Mandaji – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Prof^ª Dr^ª Denise Rocha – Universidade Federal do Ceará
Prof. Dr. Fabiano Tadeu Grazioli – Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões
Prof. Dr. Gilmei Fleck – Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Prof^ª Dr^ª Keyla Christina Almeida Portela – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Paraná
Prof^ª Dr^ª Miranilde Oliveira Neves – Instituto de Educação, Ciência e Tecnologia do Pará
Prof^ª Dr^ª Sandra Regina Gardacho Pietrobon – Universidade Estadual do Centro-Oeste
Prof^ª Dr^ª 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
Prof. Dr. Alex Luis dos Santos – Universidade Federal de Minas Gerais
Prof. Me. Aleksandro Teixeira Ribeiro – Centro Universitário Internacional
Prof^ª Ma. Aline Ferreira Antunes – Universidade Federal de Goiás
Prof. Me. André Flávio Gonçalves Silva – Universidade Federal do Maranhão
Prof^ª Ma. Andréa Cristina Marques de Araújo – Universidade Fernando Pessoa
Prof^ª Dr^ª Andreza Lopes – Instituto de Pesquisa e Desenvolvimento Acadêmico
Prof^ª Dr^ª Andrezza Miguel da Silva – Faculdade da Amazônia
Prof^ª Ma. Anelisa Mota Gregoleti – Universidade Estadual de Maringá
Prof^ª 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
Prof^ª 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. Christopher Smith Bignardi Neves – Universidade Federal do Paraná
Prof. Ma. 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. 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
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/UFPA
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 Fenomenologia & Subjetividade/UFPR

Prof. Me. Leonardo Tullio – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof^ª Ma. Lillian Coelho de Freitas – Instituto Federal do Pará
Prof^ª Ma. Lilians Aparecida Sereno Fontes de Medeiros – Consórcio CEDERJ
Prof^ª Dr^ª Livia 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
Prof^ª Ma. Luana Ferreira dos Santos – Universidade Estadual de Santa Cruz
Prof^ª Ma. Luana Vieira Toledo – Universidade Federal de Viçosa
Prof. Me. Luis Henrique Almeida Castro – Universidade Federal da Grande Dourados
Prof^ª 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
Prof^ª Ma. Maria Elanny Damasceno Silva – Universidade Federal do Ceará
Prof^ª Ma. Marileila Marques Toledo – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
Prof. Me. Pedro Panhoca da Silva – Universidade Presbiteriana Mackenzie
Prof^ª Dr^ª Poliana Arruda Fajardo – Universidade Federal de São Carlos
Prof. Me. Ricardo Sérgio da Silva – Universidade Federal de Pernambuco
Prof. Me. Renato Faria da Gama – Instituto Gama – Medicina Personalizada e Integrativa
Prof^ª 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
Prof^ª Ma. Silene Ribeiro Miranda Barbosa – Consultoria Brasileira de Ensino, Pesquisa e Extensão
Prof^ª Ma. Solange Aparecida de Souza Monteiro – Instituto Federal de São Paulo
Prof^ª Ma. Taiane Aparecida Ribeiro Nepomoceno – Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Prof. Me. Tallys Newton Fernandes de Matos – Faculdade Regional Jaguaribana
Prof^ª 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

Editora Chefe: Profª Drª Antonella Carvalho de Oliveira
Bibliotecária: Janaina Ramos
Diagramação: Camila Alves de Cremona
Correção: Vanessa Mottin de Oliveira Batista
Edição de Arte: Luiza Alves Batista
Revisão: Os Autores
Organizadores: Henrique Ajuz Holzmann
João Dallamuta

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

F697 Força, crescimento e qualidade da engenharia civil no Brasil
2 / Organizadores Henrique Ajuz Holzmann, João
Dallamuta. – Ponta Grossa - PR: Atena, 2021.

Formato: PDF

Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader

Modo de acesso: World Wide Web

Inclui bibliografia

ISBN 978-65-5706-789-5

DOI 10.22533/at.ed.895210802

1 Engenharia Civil. I. Holzmann, Henrique Ajuz
(Organizador). II. Dallamuta, João (Organizador). III. 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

No atual cenário mundial, realizar estudos nas mais diversas áreas do conhecimento é cada vez mais importante. Buscar aliar conceitos multidisciplinares é um dos grandes desafios aos profissionais, dentre os quais pode-se destacar os do nicho da engenharia civil. Estes profissionais necessitam correlacionar conhecimentos de projetos, à reutilização de resíduos e a prevenção e falhas.

Este livro traz artigos nas áreas de projetos, prevenção e melhoria de edificações; reciclagem e desenvolvimento de novos materiais e melhorias urbanas. Sendo esses temas de fundamental importância, pois englobam desde o planejamento ao ponto final de obras, a redução de custos e melhoria dos materiais empregados.

De abordagem objetiva, a obra se mostra de grande relevância para graduandos, alunos de pós-graduação, docentes e profissionais, apresentando temáticas e metodologias diversificadas, em situações reais. Sendo hoje que utilizar dos conhecimentos científicos de uma maneira eficaz e eficiente é um dos desafios dos novos engenheiros.

Boa leitura!

Henrique Ajuz Holzmann
João Dallamuta

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1..... 1

PATOLOGIAS EM INSTALAÇÕES PREDIAIS HIDRÁULICAS E SANITÁRIAS

Vanuza Lorenzet Bonetti

Kéthlyn Scheguschewski

DOI 10.22533/at.ed.8952108021

CAPÍTULO 2..... 10

DEFORMAÇÃO LENTA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO E SUAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Talita de Souza Oliveira

Ana Carolina Saraiva Cardoso

DOI 10.22533/at.ed.8952108022

CAPÍTULO 3..... 23

ANÁLISE DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO DEVIDO AOS EFEITOS CONSTRUTIVOS

Meridiane Ferreira Barbosa

Hildo Augusto Santiago Filho

Fernando Artur Nogueira Silva

Renato Guilherme da Silva Pereira

Giane Maria Vieira de Lira

DOI 10.22533/at.ed.8952108023

CAPÍTULO 4..... 37

ANÁLISE COMPUTACIONAL DE VIGAS RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS AO CISALHAMENTO COM PRFC

Maicon de Freitas Arcine

Nara Villanova Menon

Luiz Fernando Colusso

DOI 10.22533/at.ed.8952108024

CAPÍTULO 5..... 52

APLICAÇÃO DE REFORÇO TRANSVERSAL CONTÍNUO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO: COMPARAÇÃO COM ESTRIBOS CONVENCIONAIS

Andrei Lucas Müller

Abrahão Bernardo Rohden

Lúcio Flávio da Silveira Matos

DOI 10.22533/at.ed.8952108025

CAPÍTULO 6..... 77

ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: COLABORAÇÃO DO CONCRETO ENTRE FISSURAS

Isabela Cristina Ferreira Faria

Valquíria Claret dos Santos

Mirian de Lourdes Noronha Motta Melo

Valesca Donizeti de Oliveira

Paulo Cesar Gonçalves

DOI 10.22533/at.ed.8952108026

CAPÍTULO 7..... 94

ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA ENTRE OS CONCRETOS AUTO-ADENSÁVEL E CONVENCIONAL

Anderson Renato Vobornik Wolenski

João Paulo Boff Almeida

André Luís Christoforo

Wallace Cavalcante Ferrão

DOI 10.22533/at.ed.8952108027

CAPÍTULO 8..... 106

ESTUDO EXPERIMENTAL DE SISTEMA DE ANCORAGEM POR CORDÃO DE FIBRAS DE CARBONO EM VIGAS REFORÇADAS À FLEXÃO COM PRFC

Adriano Vieira Risson

Nara Villanova Menon

Maicon de Freitas Arcine

Luiz Fernando Colusso

DOI 10.22533/at.ed.8952108028

CAPÍTULO 9..... 120

INFLUÊNCIA DE DIFERENTES TIPOS DE METACAULIM APLICADOS EM SUBSTITUIÇÃO PARCIAL AO CIMENTO PORTLAND EM PASTA CIMENTÍCIA

André Valmir Saugo Ribeiro

Jéssyca Mendes da Silva

Alex Taira de Vasconcellos

Philippe Jean Paul Gleize

DOI 10.22533/at.ed.8952108029

CAPÍTULO 10..... 134

THERMAL DIFFUSION OVER A PORTLAND CEMENT CONCRETE GRAVITY DAM

Gabriel de Bessa Spínola

Edmilson Lira Madureira

Eduardo Morais de Medeiros

DOI 10.22533/at.ed.89521080210

CAPÍTULO 11..... 145

ESTABILIDADE GLOBAL DE PÓRTICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA

Luciano Carneiro Reis

Yuri Leandro Abbas Frazão

Ricardo Alberto Barros Aguado

Silas Pacheco Rodrigues Junior

Gabriel Meneses Souza

DOI 10.22533/at.ed.89521080211

CAPÍTULO 12..... 161

CONTRIBUIÇÃO A ANÁLISE DE PÓRTICOS METÁLICOS PREENCHIDOS COM

ALVENARIA

Luciano Carneiro Reis
Ana Caroline Braga Aquino
Ricardo Alberto Barros Aguado
Gabriel Meneses Souza
Silas Pacheco Rodrigues Junior
Yuri Leandro Abas Frazão

DOI 10.22533/at.ed.89521080212

CAPÍTULO 13..... 173

ELIMINADORES E BLOQUEADORES DE AR NAS INSTALAÇÕES PREDIAIS

Elenilton Santos Rocha
Manoel Camilo Moleiro Cabrera

DOI 10.22533/at.ed.89521080213

CAPÍTULO 14..... 182

ESTUDO DE CASO DE UMA VISTORIA EM UM VIADUTO

Andresa Luzia Corona Ancajima
Bruna Ventura Botoni
Maria Fernanda Quintana Ytza

DOI 10.22533/at.ed.89521080214

CAPÍTULO 15..... 197

ANÁLISE DO FLUXO DE TRÁFEGO DA INTERSEÇÃO ENTRE A AVENIDA DAS TORRES E A RUA BARÃO DO RIO BRANCO NA CIDADE DE MANAUS – AMAZONAS

Luiz Mauro Duarte Brandolt
Irauna Maiconi Rodrigues de Carvalho
Cristhian Vasconcelos Costa
Juliana Christine da Silva Granja

DOI 10.22533/at.ed.89521080215

CAPÍTULO 16..... 214

ESTUDO DE CAPACIDADE DO CANAL DA GALHETA (PORTO DE PARANAGUÁ)

Samuel Sembalista Haurelhuk
Amir Mattar Valente

DOI 10.22533/at.ed.89521080216

CAPÍTULO 17..... 235

OS PROCESSOS ENVOLVIDOS NA CONCEPÇÃO E EXECUÇÃO DE UM BARRACÃO PRÉ-MOLDADO DE CONCRETO ARMADO PARA ARMAZENAMENTO DE FERTILIZANTES

Vanessa da Silva das Flores Maltezo
Wallysson Machado Dias

DOI 10.22533/at.ed.89521080217

CAPÍTULO 18..... 247

AS TÉCNICAS DA SUSTENTABILIDADE AGINDO NO DESENVOLVIMENTO DE

PROJETO ARQUITETÔNICO

Ana Rita Kawauche Rodrigues da Silva

DOI 10.22533/at.ed.89521080218

CAPÍTULO 19.....271

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE UTILIZAÇÃO DO FILLER DA ESCÓRIA DE ACIARIA BSSF COMO ADIÇÃO EM CONCRETOS

Alisson Rodrigues de Oliveira Dias

Felipe Alves Amancio

Sarah Oliveira Lucas

Isa Lauren Ximenes de Sousa

Douglas Alexandre Lima

Helano Wilson Pimentel

Antônio Eduardo Bezerra Cabral

DOI 10.22533/at.ed.89521080219

CAPÍTULO 20.....284

CONCRETO COM INCORPORAÇÃO DE CINZAS DO BAGAÇO DA CANA-DE-AÇÚCAR: ANÁLISE DE SUA EFICIÊNCIA NA PRODUÇÃO DE BLOCOS DE ALVENARIA

Paula Fernanda Guedes

Leandro Vanalli

Frank Kiyoshi Hasse

Guilherme Perosso Alves

Talita Cristina Rezende

DOI 10.22533/at.ed.89521080220

CAPÍTULO 21.....309

AVALIAÇÃO DE IMPLICAÇÕES QUÍMICAS DO USO DE LODO DE ETA (ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA) EM OBRAS DE ENGENHARIA

Felipe Fernandes Santana

Kenia Parente Lopes Mendonça

Rafael Rocha da Silva

Pedro Ignácio Meneghetti Scheid

DOI 10.22533/at.ed.89521080221

CAPÍTULO 22.....317

ANÁLISE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO E SUA ADEQUAÇÃO AO MERCADO DE TRABALHO

Carolina Souza Orro Freitas

Chrystian Cleiderson Ventura

Gabriela Rosa Oliveira

Gustavo Augusto Froes Cardoso

Karina Marques Maciel Silva

DOI 10.22533/at.ed.89521080222

SOBRE OS ORGANIZADORES329

ÍNDICE REMISSIVO.....330

CAPÍTULO 1

PATOLOGIAS EM INSTALAÇÕES PREDIAIS HIDRÁULICAS E SANITÁRIAS

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 08/12/2020

Vanuza Lorenzet Bonetti

Mestre em Engenharia Civil e Ambiental
Professora do Departamento de Ciências
Exatas e Tecnológicas da UNOESC
Campus de Chapecó

Kéthlyn Scheguschewski

Engenheira Civil

RESUMO: O avanço da tecnologia tem impactado de maneira significativa a construção civil. As inúmeras descobertas realizadas ao longo dos anos vem modernizando o setor, e da mesma maneira, tem motivado as empresas a investirem em inovações, com o objetivo de garantir produtividade e competitividade no mercado. Esta pesquisa apresenta as manifestações patológicas mais incidentes no município de Chapecó, com relação aos sistemas prediais de água fria, água quente e esgoto sanitário, e também, as patologias que podem ocorrer em diferentes tipos de materiais empregados atualmente nas instalações, como o PVC (Policloreto de Vinila), o PPR (Polipropileno Copolímero Random), o CPVC (Policloreto de Vinila Clorado) e o PEX (Polietileno Reticulado). Essas patologias são causadas por diferentes fatores, podendo ocorrer em razão de falhas no projeto, falhas de execução, materiais com pouca qualidade, uso inadequado das instalações, desgaste por consequência do tempo entre

outros. A pesquisa foi realizada entre nove edificações de diferentes portes e entre 3 meses e 5 anos de utilização. Como resultados, 45 origens patológicas distintas foram identificadas. As patologias identificadas prevalecem nos sistemas prediais de água fria e esgoto sanitário. O material responsável pelo maior número de patologias é o PVC com 60% dos casos, seguido pelo PPR com 20%. Portanto, verificações como as da NBR 15.576 de 2013 são imprescindíveis, para garantir o pleno funcionamento dos sistemas.

PALAVRAS-CHAVE: Patologias. Materiais. Edificações.

PATHOLOGIES IN HYDRAULIC AND SANITARY BUILDINGS

ABSTRACT: The advancement of technology has had a significant impact on civil construction. The numerous discoveries made over the years have been modernizing the sector, and in the same way, it has motivated companies to invest in innovations, with the aim of ensuring productivity and competitiveness in the market. This research presents the most incident pathological manifestations in the municipality of Chapecó, in relation to building systems of cold water, hot water and sanitary sewage, and also, the pathologies that can occur in different types of materials currently used in the facilities, such as PVC (Polyvinyl Chloride), PPR (Polypropylene Copolymer Random), CPVC (Chlorinated Polyvinyl Chloride) and PEX (Reticulated Polyethylene). These pathologies are caused by different factors, which can occur due to design failures, execution failures, poor quality materials,

improper use of facilities, wear and tear due to time, among others. The survey was carried out among nine buildings of different sizes and between 3 months and 5 years of use. As a result, 45 distinct pathological origins were identified. The identified pathologies are prevalent in building cold water and sanitary sewage systems. The material responsible for the greatest number of pathologies is PVC with 60% of cases, followed by PPR with 20%. Therefore, checks such as those of NBR 15,576 of 2013 are essential, to guarantee the full functioning of the systems.

KEYWORDS: Pathologies. Materials Buildings.

INTRODUÇÃO

O avanço da tecnologia tem impactado de maneira significativa a construção civil. As inúmeras descobertas realizadas ao longo dos anos vem modernizando o setor, e da mesma maneira, tem motivado as empresas a investirem em inovações, com o objetivo de garantir produtividade e competitividade no mercado (CATÁLOGO DE INOVAÇÕES NA CONSTRUÇÃO CIVIL, 2016).

Para Botelho e Ribeiro Jr. (2014, p. 9), as instalações hidráulicas prediais passaram por mudanças nos últimos anos, no quesito inovação, mas para eles a evolução se deve aos materiais empregados. Atualmente, novos tipos de produtos são aplicados na fabricação das tubulações e a maneira com que é realizada a instalação também passou por alterações. Pode-se destacar como um dos principais avanços nessa área a implantação de tubos de plástico, em substituição aos tubos cerâmicos, metálicos e de fibrocimento.

Para Carvalho Jr. (2015, p. 9) mesmo com toda a evolução dos últimos anos, 75% das patologias que ocorrem nas edificações são ocasionadas pelo sistema hidráulico predial. Podem se manifestar de diversas formas, como por exemplo, mau cheiro, vazamentos, entupimentos, retorno de espuma e também podem causar danos colaterais a outros elementos da edificação, como elementos estruturais e de vedação. Ainda, afirma que 40% dessas patologias originam-se na fase de projeto, e por esse motivo, a empresa acaba tendo um gasto extra que pode chegar a 5% do valor total da obra para realizar os reparos e ajustes necessários.

Essas patologias são causadas por diferentes fatores, podendo ocorrer em razão de falhas no projeto, falhas de execução, materiais com pouca qualidade, uso inadequado das instalações, desgaste por consequência do tempo entre outros. Ainda, as instalações de água fria, água quente, esgoto sanitário, instalações de combate a incêndio, águas pluviais e gás podem apresentar diferentes patologias (CARVALHO JR., 2015, p. 29).

Para Vieira (2016, p. 11) grande parte dos profissionais da construção civil não apresenta interesse pelas instalações hidráulicas e sanitárias por se tratar de um projeto complementar e de não possuir destaque na edificação, pois na maioria dos casos, são instaladas de maneira oculta, embutidas na alvenaria ou em shafts (apud. SINDUSCON-SP).

Por essa razão, muitas vezes pequenos detalhes acabam sendo ignorados e após a conclusão da obra, quando os usuários estarão utilizando as unidades, surgem patologias relacionadas ao sistema que anteriormente, não foi considerado importante. Podendo se manifestar no forro de gesso, com o aparecimento de manchas ou ainda, nas alvenarias de vedação, com o aparecimento de manchas e bolhas na pintura entre outros. Por esses e outros motivos é importante que o profissional possua conhecimento técnico para avaliar manifestações patológicas e diagnosticá-las corretamente, podendo sugerir ações terapêuticas a fim de corrigir o problema o mais breve possível, com o objetivo de evitar prejuízos maiores.

Além disso, ainda na fase de projeto, é imprescindível que o projetista tenha conhecimento dos diferentes materiais disponíveis no mercado para considerar todas as hipóteses no momento que for definir qual tipo de tubulação deverá ser instalada, não apenas o custo de aquisição e a disponibilidade mas também, o tipo de tubulação que apresenta o menor índice de patologias, maior facilidade de instalação e de realizar manutenções futuras.

Diante disso, este trabalho traz como propósito apresentar as manifestações patológicas mais incidentes em diferentes municípios, com relação aos sistemas prediais de água fria, água quente e esgoto sanitário, e também, as patologias que podem ocorrer em diferentes tipos de materiais empregados atualmente nas instalações, como o PVC (Policloreto de Vinila), o PPR (Polipropileno Copolímero Random), o CPVC (Policloreto de Vinila Clorado) e o PEX (Polietileno Reticulado).

PATOLOGIAS EM SISTEMAS HIDRÁULICOS E SANITÁRIOS

De acordo com Borsato e Back (2016, p. 3, apud AMORIM, 1997) 40% das patologias encontradas em edificações são originadas na primeira fase da execução de uma obra, o projeto. Além de se contratar profissionais qualificados para a execução da obra, deve-se desenvolver todos os projetos necessários, bem como, compatibilizá-los, assim, evitando-se problemas futuros.

Pode-se definir instalações prediais de água fria como sendo o conjunto de tubulações e acessórios instalados em uma edificação destinados ao abastecimento de água a todos os pontos de utilização previstos no projeto arquitetônico, dessa forma, essas instalações devem ser instaladas de modo que garantam quantidade e qualidade suficiente da água para utilização e consumo (CREDER, 2006, p. 3).

Uma patologia muito comum que se apresenta em reservatórios é o vazamento devido à ruptura na superfície, geralmente ocorre em razão da caixa de água ser instalada sobre uma base com dimensões inferiores às suas, sobre sarrafos de madeira ou ainda, quando a superfície de assentamento estiver irregular. A única maneira de resolver essa patologia é substituir a caixa de água e antes de instalar a nova, resolver o problema

relacionado à base (CARVALHO JR., 2015, p. 51).

Pode-se classificar os vazamentos em dois tipos, os visíveis, são aqueles que são facilmente detectados, em razão de ocorrerem em pontos de utilização, como torneiras e chuveiros e os não visíveis, são aqueles de difícil detecção em razão de ocorrerem em tubulações enterradas no solo, no piso ou embutidas na parede (CARVALHO JR., 2015, p. 74).

Um dos problemas recorrentes em instalações de água quente é o retorno de água quente para a tubulação de água fria, após ter passado pelo aquecedor. É comum o emprego de materiais adequados aos diferentes sistemas, por razões financeiras ou até por uma necessidade do projeto. Desta forma, é necessário que seja instalada uma tubulação indicada para instalações de água quente em todo o sistema e também, cerca de 1m antes do aquecedor, evitando-se problemas nesse trecho da tubulação (CARVALHO JR., 2015, p. 134).

A NBR 8160 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (1999, p. 3), define que as instalações de esgoto sanitário são constituídas por tubulações e acessórios que possuem a função de coletar o esgoto gerado nos pontos de utilização e conduzi-lo para fora da edificação, com o objetivo de garantir o destino correto dos efluentes e dos gases.

Para Souza e Melo (2017, p. 61), um dos motivos que causa o retorno do odor, no sistema de esgoto sanitário, é a obstrução de um dos elementos do sistema de esgotamento sanitário, como por exemplo, o entupimento de uma caixa de gordura, uma caixa de passagem ou ainda, da tubulação de ventilação.

O desconector consiste em um acessório que possui fecho hídrico, instalado com o objetivo de não permitir a passagem dos gases no sentido contrário ao escoamento dos efluentes. Podem ser o sifão ou a caixa sifonada (CARVALHO JR., 2015, p. 144).

Botelho e Ribeiro Jr. (2014, p. 204) definem que todas as instalações primárias de esgoto necessitam possuir um sistema de ventilação, assim, evitando a ruptura do fecho hídrico, garantindo que os gases presentes na tubulação sejam conduzidos para a atmosfera.

Para Creder (2006, p. 281, apud A Chemical Engineering Report, 1959) as tubulações de PVC (Policloreto de Vinila) destinadas à condução de água fria, esgoto sanitário e águas pluviais, são utilizadas em todos os países do mundo em razão das inúmeras vantagens, sendo algumas delas o baixo custo, a leveza, sua resistência química, baixa condutividade elétrica e térmica e facilidade para instalação e manutenção.

Pode-se afirmar que o vazamento nas tubulações de PVC é a patologia mais recorrente atualmente. Vieira (2016, p. 15, apud Lara et al., 2005) afirma que as rupturas que causam vazamentos podem ser originadas por falhas na execução da união entre tubulações ou entre tubulações e acessórios, deformação excessiva, utilização de materiais impróprios e reparos realizados em tubulações utilizando-se resina a base de epóxi.

Até o final da década de 80, os tubos metálicos eram utilizados, com exclusividade,

para condução de água quente nas instalações prediais. A partir daí, surgiram no mercado os primeiros tubos poliméricos que poderiam ser utilizados para condução de água quente, o CPVC (Policloreto de Vinila Clorado) como sendo o primeiro tubo plástico capaz de conduzir fluidos em elevadas temperaturas, é atualmente o material mais utilizado no Brasil para condução de água quente (VIEIRA, 2016, p. 27).

A patologia que mais ocorre em tubos e conexões de CPVC é o rompimento ou a deformação em razão do excesso de temperatura da água. Para Vieira (2016, p. 29), em função do calor excessivo, o vapor presente na tubulação também aumenta, e esse pode contribuir para o rompimento do tubo pelo acréscimo da pressão.

Para o Catálogo técnico da Tigre (2012, p. 6) o PPR (Polipropileno Copolímero Random) consiste em um material diferenciado no mercado, utilizado em instalações de água quente e fria. O processo de ligação entre elementos ou acessórios ocorre através de um processo conhecido como termofusão.

Vieira (2016, p. 73) visualizou em sua pesquisa um caso onde a tubulação de PPR foi instalada com o objetivo de melhorar o desempenho das instalações hidráulicas de água quente de um determinado edifício residencial. Porém, a instalação foi executada de maneira incorreta, totalmente desalinhada e sem nenhum tipo de ancoragem ou suporte.

O PEX (Polietileno Reticulado) é utilizado em instalações prediais de água quente e fria. A instalação das tubulações PEX garante facilidade, versatilidade e rapidez por se tratar de tubulações flexíveis, resistentes e que, após a instalação, apresentam ótimo desempenho hidráulico, em razão da sua rugosidade interna ser pouco representativa, algo em torno de 0,007mm. Esse sistema é instalado nos ramais e sub-ramais, onde cada um necessitará de uma linha exclusiva, esses, por sua vez, são conectados às colunas de água, podendo ser de CPVC ou PVC (BOTELHO, 2014, p. 164).

Por se tratar de um material novo no Brasil, ainda pouco utilizado nas construções, existem poucas bibliografias e trabalhos acadêmicos desenvolvidos que realizaram avaliações sobre este material, assim, o número de patologias encontrado é menor. Mas, em razão do seu alto desempenho, resistência e facilidade para realizar manutenções, é um material que deve ganhar espaço com o passar dos anos.

A NBR 15575 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013), parte 6, apresenta alguns testes que devem ser realizados nas tubulações antes da sua ocupação definitiva pelos proprietários. Esses testes devem ser realizados com o objetivo de evitar vazamentos após a ocupação, algo que pode comprometer outros elementos construtivos empregados, como por exemplo, o surgimento de manchas e bolhas nos revestimentos das paredes.

MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho foi elaborado com o objetivo de avaliar manifestações

patológicas que possuem relação com os sistemas hidráulicos e sanitários prediais, em edificações de diferentes municípios. As edificações são dos municípios de Chapecó-SC, Cunha Porã-SC, Dionísio Cerqueira-SC, Espumoso-RS, Joaçaba-SC, Maravilha-SC, Porto União-SC, Xaxim-SC.

Inicialmente, realizou-se o levantamento de dados para a pesquisa, com visitas em obras e em edificações que já estão sendo utilizadas, além disso, foram utilizadas imagens e relatos de profissionais que trabalham na construção civil com a aplicação de sistemas hidrossanitários.

Após a coleta de dados, avaliamos as origens das patologias, com o objetivo de definir qual é a patologia relacionada aos sistemas prediais mais incidente; elaboramos um questionário para ser aplicado às empresas que comercializam os diferentes tipos de tubulações e aos engenheiros das construtoras visitadas, a fim de definir qual o tipo de tubulação que mais apresenta patologias entre o PVC, CPVC, PPR e PEX.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

As obras foram classificadas de acordo com a utilização (residencial, comercial ou industrial), a vida útil (nova, recente e antiga), e também, a localização da edificação.

Observou-se patologias em 9 edificações diferentes, sendo uma delas nova, ou seja, que ainda não foi utilizada, uma recente, que foi utilizada por até 3 meses e as demais antigas, com mais de 5 anos de utilização. Assim, identificamos patologias em diferentes edificações, iremos citar algumas delas, na sequência.

A edificação A, consiste em uma edificação residencial multifamiliar antiga, localizada no município de Chapecó-SC. Segundo informações dos usuários, poucas manutenções preventivas foram realizadas nos últimos anos. Nesse imóvel, foram identificadas sete patologias diferentes, relacionadas ao sistema de abastecimento de água fria, quente e o sistema de esgoto sanitário.

Na edificação B, visualizamos um vazamento, onde a sua origem foi localizada em uma microfissura existente nesse trecho da tubulação de esgoto sanitário. É difícil determinar o que causou a fissura, sendo as hipóteses mais prováveis que tenha ocorrido durante o transporte ou armazenamento. Foi possível visualizar a forma com que a tubulação foi fixada na laje do pavimento superior, utilizando-se arame e nenhum material protetor foi colocado na parte inferior do tubo, ou seja, com o passar do tempo, o arame pode acabar cortando a tubulação, causando outra patologia.

Também, nessa mesma edificação foi verificada uma pequena falha na execução. O profissional que realizou o corte na alvenaria para a instalação dos tubos de abastecimento de água fria se equivocou ao cortá-la, ultrapassando a altura que seria instalado o ponto de utilização. Cabe destacar que, se o erro não tivesse sido identificado a tempo, o trecho da tubulação em excesso que seria instalado seria eliminado ou seria ainda pior, se o

equivoco fosse verificado após o assentamento do revestimento.

A edificação C, trata-se de uma edificação industrial, localizada no município de Chapecó-SC, recentemente ampliada, que apresentou patologias logo após a conclusão dos serviços de ampliação. Segundo o representante da empresa, a patologia foi identificada em função do surgimento de manchas escuras no revestimento cerâmico da parede de um dos banheiros. O tubo responsável pela condução de água quente para os lavatórios foi rompido por tensionamento. Isso ocorreu porque o registro de comando dessa tubulação, foi instalado em um lado da parede e a tubulação foi instalada do outro. Assim, em função da tensão aplicada no tubo de PPR para “curvá-lo”, após o início da utilização, o tubo fissurou, causando o vazamento.

Na edificação D, um fator que chamou a atenção foi a instalação inadequada das tubulações que partem do reservatório para os pontos de consumo.

Outra patologia identificada nessa edificação, consiste no vazamento na conexão entre um tê e o registro de gaveta instalado imediatamente antes. O vazamento ocorria de maneira imperceptível, não apresentou manifestações patológicas que pudessem ser visualizadas in loco, como manchas de umidade na parede, ou no piso, acúmulo de água ou gotejamento. Esse vazamento foi detectado em função de um considerável aumento na fatura de água da edificação. Por esse motivo, foi contratada uma empresa para realizar uma verificação em toda a edificação para tentar identificar o ponto de vazamento.

Identificaram o vazamento que ocorria na ligação entre o tê de descida e o registro de gaveta. Por se tratar de uma edificação antiga, a tubulação é composta por tubos de ferro, que conforme é possível visualizar na imagem, apresentam um certo grau de degradação e corrosão.

Na edificação E, verificamos que a patologia manifestava-se em uma torneira de acionamento automático, instalada no lavatório de um banheiro. Quando a torneira era acionada, a água vertia pela parte inferior do acionador. Desta forma, por se tratar de um equipamento que já havia apresentado um problema similar, a torneira foi substituída e o problema resolvido.

Edificação F, consiste em uma edificação recente e com fins comerciais, localizada no município de Xaxim-SC, onde foi identificada apenas uma patologia.

Os usuários da edificação visualizaram o surgimento de manchas de umidade no forro da edificação e pouco tempo depois, surgiu um furo no acabamento do forro, entre o forro e a parede, e verificou-se que havia uma curva de abastecimento de água em PVC com vazamento. Essa patologia teve origem já na instalação das tubulações, pois o vazamento originou-se da ligação entre o tubo e a conexão.

Edificação G, trata-se de uma edificação com mais de dez anos de uso, unifamiliar, localizada no município de Cunha Porã-SC. Os proprietários relataram o surgimento de manchas na parede de alvenaria de um dos cômodos da edificação. Neste caso, a boia da caixa d'água estava com defeito, desta forma, não inibiu a passagem de água de maneira

eficiente, fazendo com que a caixa transbordasse. O extravasor havia sido acionado, porém, com o assentamento da cerâmica em torno do volume da caixa de água, os pedreiros esqueceram de abrir um orifício para que a água do extravasor pudesse escoar, assim, com o acúmulo da água, ela percolou pela parede, danificando o seu revestimento.

Edificação H, edificação comercial, localizada no município de Porto União - SC, na qual houve um significativo aumento da fatura de consumo de água da concessionária. Realizaram uma vistoria em todo os equipamentos sanitários, assim, encontraram duas válvulas sanitárias com vazamento.

Edificação I, edificação antiga e comercial, localizada no município de Espumoso-RS. Nessa edificação foram verificadas duas patologias. A primeira patologia foi verificada em um dois banheiros. Ocorreu vazamento em um tubo de abastecimento de água fria, instalado na parede. Também, foi possível visualizar que ocorreu um vazamento na ligação entre o registro de gaveta e a tubulação que o seguia.

Também, para definir qual dos materiais mais causa patologias, um formulário foi desenvolvido e aplicado para profissionais de empresas que comercializam os diferentes tipos de materiais, como PVC, CPVC, PPR e PEX e também, para engenheiros de diferentes construtoras.

O questionário desenvolvido conta com dez questões, sendo as três primeiras elaboradas com o objetivo de definir o perfil da empresa, sem mencionar os seus nomes e as demais direcionadas ao objetivo da pesquisa.

Durante a coleta de dados, foram identificadas 45 origens patológicas distintas relacionadas aos sistemas prediais anteriormente citados, sendo que 33,33% dessas edificações são residenciais, 11,11% industriais e 55,55% são comerciais.

Assim, pôde-se afirmar que a patologia mais recorrente nos sistemas prediais de água fria é o vazamento em equipamentos, o qual correspondeu a 40% das patologias identificadas, considerando-se apenas esse sistema.

Com relação ao sistema predial de água quente, o número de patologias identificadas foi igual para todas as situações, sendo que suas origens possuem relação com falhas na execução, fixação inadequada de tubos, problemas relacionados ao aquecedor de água e vazamentos em tubulações.

A patologia que mais ocorre nos sistemas prediais de esgoto sanitário é a fixação inadequada dos tubos, correspondendo a 34% do total de patologias que ocorrem nesse sistema.

Com relação ao questionário respondido pelos profissionais, constatamos que o material mais utilizado, atualmente, é o PVC, e também, é o sistema que mais causa patologias. Os profissionais acreditam que a melhor forma de reduzir o número de patologias nesses sistemas, seria qualificar a mão de obra.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Existem diversas formas de se identificar as patologias antes da efetiva utilização da edificação, essas verificações devem ser realizadas de acordo com os parâmetros estabelecidos na norma 15.575 de 2013, evitando-se assim possíveis problemas futuros, bem como, garantir o pleno funcionamento dos sistemas, sem prejuízos e incômodo ao proprietário.

Acredita-se que, apesar do custo dos diferentes materiais como o PPR e o PEX ainda serem altos, sejam implementados cada vez mais nas edificações, garantindo-se um sistema mais resistente e eficaz, reduzindo-se ao máximo o número de patologias provenientes desses sistemas e se ocorrerem, que seja possível assegurar uma forma fácil, segura e econômica de serem resolvidas.

Por fim, destaca-se novamente a importância de se desenvolver projetos eficazes e de qualidade, a compatibilização dos projetos, realizando-se testes de estanqueidade nos sistemas antes da utilização pelos proprietários, com o objetivo de proporcionar a completa satisfação dos usuários e o pleno funcionamento da edificação como um todo.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8160: Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução**. Rio de Janeiro. 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575: Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 6: Sistemas Hidrossanitários**. Rio de Janeiro. 2013.

BORSATO, Filipe Talamini; BACK, Nestor. **Avaliação dos fatores que influenciam na qualidade de execução dos sistemas hidrossanitários**. Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 18 f. 2016.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; RIBEIRO JR, Geraldo de Andrade. **Instalações hidráulicas prediais**. São Paulo: Blucher, 2014.

CARVALHO JR, Roberto. **Patologias em sistemas prediais hidráulico-sanitários**. São Paulo, 1ª edição, Editora Blucher, 2013.

CATÁLOGO DE INOVAÇÕES NA CONSTRUÇÃO CIVIL. Brasília: Cbci, maio 2016.

CATÁLOGO TÉCNICO DA TIGRE. **Termofusão**. Joinville, 2012.

CREDER, Hélio. **Instalações hidráulicas e sanitárias**. Rio de Janeiro: LTC, 2006.

SOUZA, Gessica de; MELO, Sarah Popenga de. **Estudo das manifestações patológicas em instalações prediais de água fria e de esgoto sanitário de edificação residencial privativa multifamiliar**. 70 f. Tese - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2011.

VIEIRA, Paulo César Corrêa. **Patologias em instalações hidro-sanitárias de edifícios residenciais na zona centro-sul de Manaus (AM): diagnóstico e terapia**. 103 f. Dissertação - Mestrado em Engenharia de processos, Universidade Federal do Pará, Belém, 2016.

CAPÍTULO 2

DEFORMAÇÃO LENTA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO E SUAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 29/02/2020

Talita de Souza Oliveira

Universidade Federal de Minas Gerais – DEMC
Belo Horizonte – Minas Gerais
<http://lattes.cnpq.br/9646304045374935>

Ana Carolina Saraiva Cardoso

Universidade Federal de Minas Gerais - DEMC
Belo Horizonte – Minas Gerais
<http://lattes.cnpq.br/2990479480609467>

RESUMO: A tecnologia do concreto evoluiu de forma muito rápida trazendo mudanças significativas na dosagem do mesmo. Como consequência, suas características foram alteradas de tal modo que hoje é difícil precisar qual é o seu comportamento a longo prazo. As empresas fornecedoras de concreto continuam dosando o material sem considerar a deformação lenta potencial como uma de suas variáveis. O fato de não quantificar corretamente o valor da deformação estrutural final acaba por gerar esforços indesejáveis nos elementos de vedação, esforços estes, que muitas das vezes estão acima do que elas conseguem suportar, gerando manifestações patológicas que poderiam ser evitadas se existisse controle da deformação lenta. O objetivo deste trabalho consistiu em um estudo com o intuito de entender a situação atual das estruturas de concreto e às suas manifestações patológicas devida à deformação lenta. Foi estudado ainda o comportamento dos

materiais relacionados às fluência do concreto; foram analisados os componentes do concreto que podem interferir na deformação lenta; e relacionadas às causas das manifestações patológicas com possíveis tratamentos ou prevenções. A análise com base nos estudos bibliográficos, ensaios, experimentos e comparações procuraram apontar os principais parâmetros e variáveis envolvidas na fluência do concreto.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto Armado, Deformação lenta, Fluência do concreto, Deformação elástica, Manifestações patológicas.

SLOW DEFORMATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES AND THEIR PATHOLOGICAL MANIFESTATIONS

ABSTRACT: The technology of concrete has evolved very quickly bringing significant changes in the dosage of the same. As a consequence, its characteristics have been altered in such a way that it is difficult to determine its long-term behavior today. The companies supplying concrete continue to measure the material without considering the potential long-term deflection as one of its variables. Failure to correctly quantify the value of the final structural deflection results in undesirable stresses on the seal elements, which are often greater than they can withstand, leading to pathological manifestation that could be avoided if there were control of the long-term deflection. The objective of this work was to study the current situation of reinforced concrete structures and their pathological manifestations due to the long-term deflection. It was also studied the behavior of materials related to

the creep of the concrete; the concrete components that may interfere with the deflection were analyzed; and related to the causes of the pathological manifestations with possible treatments or preventions. The analysis based on the bibliographic studies, tests, experiments and comparisons sought to point out the main parameters and variables involved in the creep of the concrete.

KEYWORDS: Reinforced Concrete, long-term deflection, Creep, elastic deflections, pathological manifestation.

1 | INTRODUÇÃO

O concreto armado é um sistema de grande uso na construção civil, obtido pela composição de cimento, agregados graúdos e miúdos, água e barras de aço convenientemente dispostos. O concreto pode conter aditivos, o que também influenciam no seu desempenho.

O avanço da tecnologia do concreto evoluiu de forma muito rápida trazendo mudanças significativas na dosagem do mesmo e conseqüentemente suas características foram alteradas de tal modo que hoje não se conhece o seu comportamento em longo prazo. A evolução dos métodos de cálculo estrutural, o maior entendimento do comportamento das estruturas e a utilização de materiais com menor peso específico possibilitaram a execução de estruturas mais esbeltas e conseqüentemente mais leves. Neste sentido, a rigidez dos pórticos estruturais foi reduzida, resultando em estruturas mais deformáveis. Entretanto, a falta de uma visão global das edificações prejudicou sobremaneira o subsistema de vedação, que acabou por receber cargas que não eram pertinentes a sua função gerando inúmeras manifestações patológicas.

As empresas fornecedoras de concreto continuam dosando o material sem considerar a deformação lenta potencial como uma das variáveis. O fato de não se ter esse parâmetro limite propicia a estrutura a gerar esforços para os elementos de vedação acima dos suportados, gerando patologias que poderiam ser evitadas se existisse controle da deformação lenta.

Neste artigo foram conceituados os principais termos relacionados ao assunto abordado, relacionando-os de forma comparativa para um maior entendimento do tema. A seguir foram citadas e explicadas as principais manifestações patológicas encontradas nas estruturas de concreto armado decorrentes das deformações lentas excessivas e suas possíveis soluções para tratamento do problema.

Foi realizada uma pesquisa para determinar os principais ensaios relacionados à deformação lenta do concreto. Tais ensaios seguem explicados no item relativo aos materiais e métodos. Posteriormente, realizou-se uma análise dos estudos de caso encontrados e estabeleceu-se uma metodologia para nortear estudos subsequentes.

1.1 Referencial teórico

O avanço da tecnologia dos materiais trouxeram mudanças significativas em sua dosagem. O concreto foi modificado de tantas formas que hoje não é conhecido o seu comportamento a longo prazo. Segundo Sabbatini, em entrevista dada a Medeiros (2005) o período entre 1994 e 2011 foi epidêmico para esta área, devido a diversas patologias em edifícios que tiveram como causa a deformação excessiva do concreto, dentre elas, a ruptura do equilíbrio entre a alvenaria e a estrutura.

Vigas e lajes deformam-se naturalmente sob a ação do peso próprio, das cargas de serviço e das cargas acidentais. Estas flechas somadas aos efeitos da deformação lenta do concreto ao longo da vida útil da estrutura tornam-se excessivas e podem causar fissuras e em casos extremos o rompimento da alvenaria. Isto porque as flechas originadas passam a ser incompatíveis com a capacidade de deformação de paredes e outros componentes que integram os edifícios.

A NBR 6118 (2014), especifica valores limites visuais para flechas em elementos estruturais e paredes de vedação. Portanto, quando os valores das flechas por deformação lenta ultrapassam os deslocamentos que a alvenaria suporta ocorrem as manifestações patológicas.

As deformações da estrutura tendem a introduzir nas alvenarias esforços de tração ou compressão (dependendo do caso) e cisalhamento, provocando fissuras com diferentes configurações. As Figuras 1 a 3 ilustram o aparecimento de fissuras nas alvenarias quando ocorrem deslocamentos excessivos nos elementos estruturais.

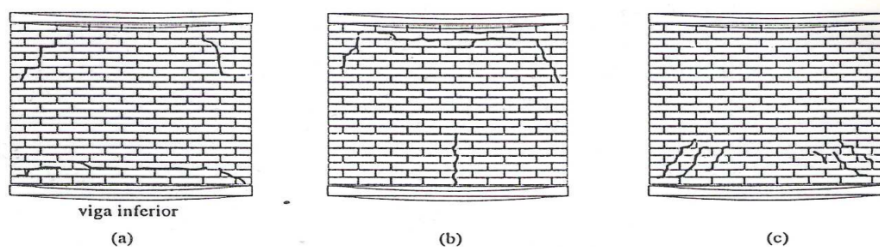


Figura 1 - Configurações possíveis de trincas devido a deformações das vigas de apoio. (Silva e Jonov)

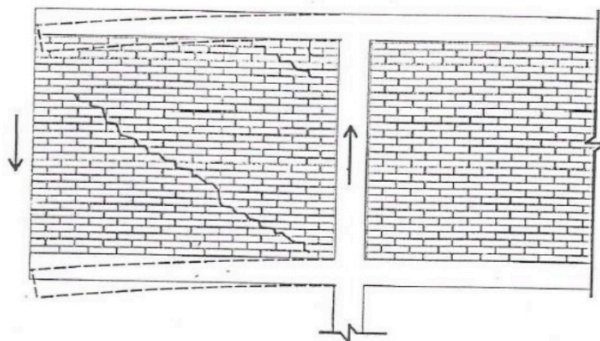


Figura 2 - Configuração das trincas na alvenaria devido ao cisalhamento e à deformação excessiva de vigas em balanço. (Silva e Jonov)

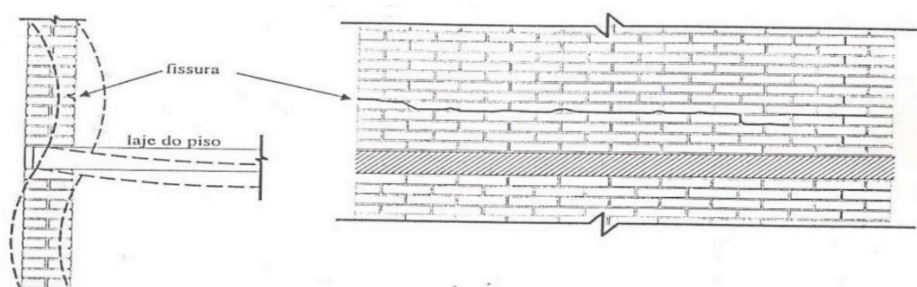


Figura 3 - Configuração das trincas na alvenaria devido a deformação excessiva da laje. (Silva e Jonov)

O principal problema do surgimento de uma patologia é que se não tratada ela se torna evolutiva e tende a se agravar com o passar do tempo. Como descrito, uma flecha excessiva em vigas e lajes podem ocasionar fissuras nas paredes, que se não tratadas podem dar origem à corrosão de armaduras.

A corrosão de armaduras é um fenômeno muito incidente nas estruturas de concreto armado. Relacionado à deformação lenta, esse processo é geralmente iniciado quando há fissura e então agentes agressivos penetram no concreto até atingir a armadura, ocasionando o fenômeno da despassivação.

Segundo Andrade e Molin (2003), existem dois agentes que podem despassivar a armadura no interior do material. O primeiro deles é o dióxido de carbono (CO_2) presente principalmente na atmosfera circundante das grandes cidades. O mecanismo de despassivação pela ação do CO_2 é conhecido como carbonatação do concreto, onde tal processo leva geralmente a uma corrosão do tipo uniforme ao longo da barra. O segundo agente que pode despassivar uma armadura é o íon cloreto (Cl^-), presente principalmente nas áreas industriais e nas zonas salinas. A corrosão induzida por cloretos ocorre em pontos específicos da armadura, podendo levar a uma redução significativa da seção transversal

das barras.

O prejuízo para as construtoras e transtornos causados aos usuários vem crescendo principalmente nos últimos anos pelo aparecimento constante das manifestações patológicas apresentadas. A principal causa apontada é a falta de conhecimento da deformação lenta. Deformação lenta é o acréscimo de deformação que ocorre no concreto se a sollicitação for mantida após a deformação instantânea que é conhecida e prevista através do módulo de elasticidade. As deformações lentas podem ser definidas também como sendo o aumento, ao longo do tempo, das deformações relativas sob tensões permanentes. A fluência é um aspecto de um fenômeno físico, bastante complexo, dependente de vários parâmetros e pode interferir diretamente na deformação lenta (SANTOS, 1983).

Ao atuar uma força de compressão sob uma peça de concreto, inicialmente ocorre uma acomodação das partículas de formação do concreto, se a força permanecer ao longo do tempo, a água capilar se movimentará por capilares mais finos, ocasionando tensões internas e provocando deformação lenta através do fenômeno de fluência.

A NBR 6118 (2014), em seu anexo A, trata do efeito do tempo no concreto estrutural. Por definição da norma a deformação do concreto é o somatório da deformação imediata, da deformação por fluência e da deformação por retração. Ela divide a deformação por fluência do concreto em duas partes: uma rápida e outra lenta. “A deformação rápida é irreversível e ocorre durante as primeiras 24 horas após a aplicação da carga que a originou. A deformação lenta é, por sua vez, composta por duas outras parcelas: a deformação lenta irreversível e a deformação lenta reversível.”

Segundo Catai (2005), os fatores que afetam a fluência em geral são: Presença de água capilar; Geometria da peça (quanto mais esbeltas, maiores serão os efeitos da fluência); Grau de exposição (em peças estruturais expostas ao meio ambiente, maiores serão os efeitos da fluência); Variação de umidade (quanto maior for esta variação maior o efeito da fluência); Idade do concreto (com o passar do tempo os efeitos da fluência tendem a estagnar); Condições de cura (uma cura adequada diminui os efeitos da fluência); Exposição em altas temperaturas (durante o período em que a estrutura está sendo carregada sob altas temperaturas, a fluência pode ser significativa); e Magnitudes das tensões (quanto maiores forem às tensões os efeitos da fluência devem ser maiores).

Segundo MARQUES, BITTENCOURT e BARBOSA (2013), além dos fatores acima destacados, o tipo de material e a dosagem, os aditivos e adições, a composição química do cimento e a finura também influenciam de forma direta na fluência. A Figura 4 ilustra a deformação elástica e por fluência com o passar do tempo. Nele pode-se observar a grande deformação irreversível por fluência do concreto após a etapa de descarregamento.

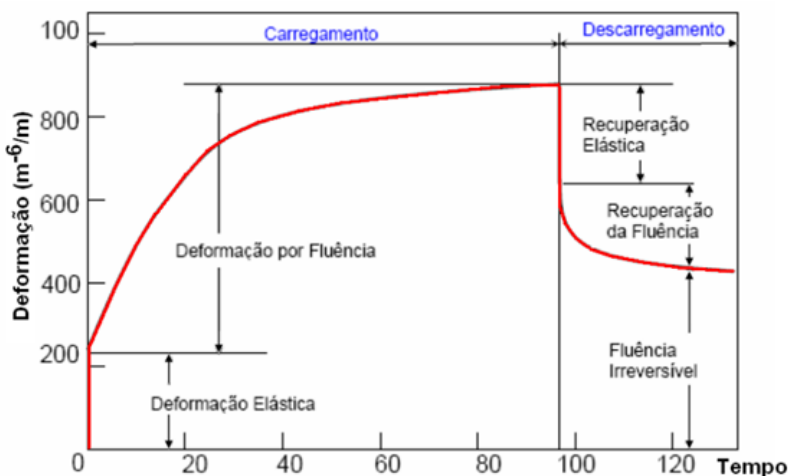


Figura 4 - Deformação estrutural com o tempo em fase de carregamento e descarregamento. (Mehta e Monteiro)

Nota-se ainda como que a deformação e a recuperação elástica acontecem em um intervalo de tempo muito pequeno, ao passo que, a fluência se dá em um intervalo de tempo considerável seja no carregamento e seja no descarregamento.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

Existem várias metodologias e fórmulas para o cálculo das deformações do concreto ao longo do tempo, bem como vários ensaios para a determinação experimental dos efeitos da deformação inicial, deformação por fluência e da deformação por retração.

Nesta seção abordaremos as duas principais normas utilizadas no Brasil: a NBR 6118 (2014) e a ACI 209R-92 (1997). E ainda o artigo de MARQUES, BITTENCOURT e BARBOSA (2013) que realizou os experimentos para análise da fluência nas idades de 14 dias e 49 dias e em ambiente controlado (câmara climatizada) ou sem controle.

2.1 Cálculo da Fluência segundo a NBR 6118 (2014)

A deformação total é dada pelo somatório da deformação imediata, da deformação por fluência (ξ_{cc}) e da deformação por retração. Esta norma estabelece que ξ_{cc} é igual ao coeficiente de fluência (ϕ) vezes a divisão de σ_c que é a tensão de compressão que a peça de concreto é submetida por E_{c28} que é o módulo de elasticidade aos 28 dias (Equação 1). Sendo que ϕ é igual ao somatório dos coeficientes de deformação rápida (ϕ_a , dado pela Equação 03), de deformação lenta irreversível (ϕ_f , dado pela Equação 04) e de deformação lenta reversível (ϕ_d , dado pela Equação 08).

$$\xi_{cc} = (\sigma_c / E_c 28) \cdot \varphi$$

Equação 01

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d$$

Equação 02

$$\varphi_a = z \{1 - \exp\{s[1 - (28/t)^{1/2}]\}\}$$

Equação 03

Onde:

z=0,8 para concretos C20 a C45 ou 1,4 para concretos C50 a C90;

s=0,38 para concreto de cimento CIII e IV ou 0,25 para concreto de cimento CPI e II ou 0,20 para concreto de cimento CPV-ARI.

$$\varphi_f = m \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \cdot \{B_f(t) - B_f(t_0)\}$$

Equação 04

Onde:

m= 1,0 para concretos C20 a C45 ou 0,45 para concretos C50 a C90;

φ_{1c} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente dado pela Tabela 01;

φ_{2c} é o coeficiente dependente espessura fictícia h da peça conforme Equação 05 e 06.

Ambiente	Umidade (U%)	Abatimento do concreto (cm)		
		0-4	5-9	10-15
Na água	-	0,6	0,8	1,0
Amb. muito úmido	90	1,0	1,3	1,6
Ao ar livre	70	1,5	2,0	2,5
Amb. Seco	40	2,3	3,0	3,8

Tabela 1 - Valores numéricos usuais do coeficiente φ_{1c} para determinação da fluência (ABNT NBR 8224 (1983))

$$\varphi_{2c} = (42 + h)/(20 + h)$$

Equação 05

$$h = [1 + \exp(-7,8 + 0,1U)](2A_c / u_{ar})$$

Equação 06

Onde, U é a umidade relativa do ambiente, A_c é a área da seção transversal da peça e u_{ar} é a parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

$$B_f(t) = [t^2 + (42h^3 - 350h^2 + 588h + 113)t + 768h^3 + 3060h^2 + 3234h - 23] / [t^2 + (-200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183)t + 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931]$$

Equação 07

$$\varphi_d = 0,4 [(t - t_0 + 20)/(t - t_0 + 70)]$$

Equação 08

Percebe-se que os cálculos são trabalhosos e incluem muitas variáveis. Todavia, quando se toma conhecimento da importância de se quantificar as deformações por fluência, tais verificações tornam-se imprescindíveis para a qualidade e durabilidade da edificação projetada.

2.2 Cálculo da Fluência segundo a ACI 209R-92 (1997)

A norma americana leva em consideração uma grande gama de variáveis. Ela parte de uma situação padrão (standard conditions) conforme pode ser visto na Tabela 02 e estabelece a Equação 09 para cálculo do coeficiente de fluência (ν_u).

$$\nu_u = 2,35 \cdot \Upsilon$$

Equação 09

Onde Υ é o resultado da multiplicação de todos os coeficiente ajuste.

Fatores		Variáveis Consideradas	Condição Padrão
Concreto	Composição	Tipo de Cimento	CP I ou CP III
		Slump	70mm
		% de Vazios	≤6%
		% de Agregados finos	50%
		Quant. De Cimento	279 a 446kg/m ³
	Cura	Cura úmida	7 dias
		Cura Vapor	1-3 dias
		Temperatura da cura úmida	23+/-2°C
		Temperatura da cura vapor	≤100°C
		Umidade Relativa	≥95%
Ambiente e geometria	Ambiente	Temperatura do concreto	23+/-2°C
		Umidade Relativa	40%
	Geometria	Taxa de superfície de Contato	v/s = 38mm
		Espessura mínima	150mm
Carregamento	História	Idade do concreto quando carregado (Cura úmida)	7 dias
		Idade do concreto quando carregado (Cura vapor)	1-3 dias
		Duração do período de carregamento	Carregamento continuado (mantido)
	Condição de tensão	Tipo de tenção e distribuição ao longo da seção	Compressão axial
		Taxa de tensão/força	≤0,50

Tabela 2 - Situação padrão para cálculo da fluência (ACI 209R-92-Traduzida)

Esta norma divide os coeficientes de ajuste, ou fatores de correção, em dois grupos: os que são relativos à composição do concreto e os que não são conforme se segue:

Fatores de correção relacionados à composição do concreto:

- Slump ou Abatimento do concreto; Porcentagem de agregados finos; e Porcen-

tagem de ar (vazios).

Fatores de correção não relacionados à composição do concreto:

- Idade de Carregamento; Umidade relativa do ambiente; Espessura do elemento; e Temperatura do ambiente.

Portanto, a norma americana exige uma boa caracterização dos materiais utilizados na estrutura e um bom conhecimento do ambiente onde esta estrutura será inserida, para posteriormente ter condições de calcular as deformações por fluência que a edificação estará sujeita.

2.3 Experimentos realizados por MARQUES, BITTENCOURT E BARBOSA (2013)

Os experimentos realizados por MARQUES, BITTENCOURT e BARBOSA (2013), tiveram o intuito de fazer comparações entre os resultados experimentais de fluência por secagem de corpos de prova carregados em duas idades diferentes (14 e 49 dias) e mantidos em ambiente controlado (câmara climatizada) e não controlado. O concreto utilizado neste trabalho foi um concreto auto adensável de traço único para a elaboração dos corpos de prova. Foi realizada uma caracterização tanto no estado fresco quanto no estado endurecido do material obtido.

Para o ensaio de Fluência foram utilizados corpos de prova (CP) cilíndricos de 15cm de diâmetro e 30cm de altura. Foi utilizado extensômetro elétrico de imersão em concreto da marca KYOWA, modelo KM-120-120-H2-11W1M3. A desforma dos CP's no dia de cada ensaio. Os procedimentos de carregamento seguiram a NBR 8224 (1983).

O carregamento foi realizado em três etapas. Foi efetuado dois carregamentos e descarregamentos consecutivos com carga de 30 MPa (que corresponde a 30% da tensão de ruptura do corpo de prova para a idade de 14 dias). Posteriormente foi feito o carregamento definitivo com a aplicação total da carga em um período de 30s. O valor da carga máxima foi fixado devido a limitação do sistema utilizado. As medidas foram feitas no primeiro dia a cada 30s, sendo mantida a cada 1h a partir do segundo dia até o fim do ensaio. A Figura 5 apresenta o gráfico com os resultados da fluência em função do tempo dos quatro tipos de ensaios.

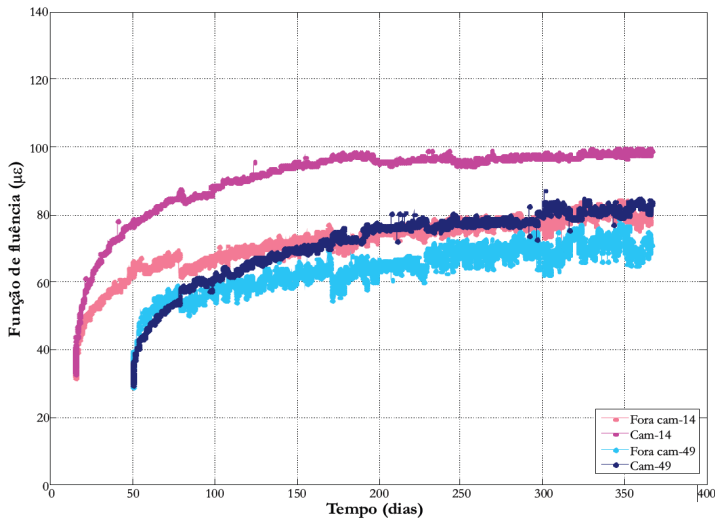


Figura 5 - Função de fluência com o passar do tempo para os CPs de 14 e 49 dias, dentro e fora da câmara climatizada. (MARQUES, BITTENCOURT e BARBOSA)

A partir de uma análise gráfica dos resultados, observa-se claramente que os corpos de prova que foram submetidos à cargas de compressão em idade mais nova (14 dias) a influência do ambiente de cura foi maior (a distância das duas curvas foi maior). Além disso, os que foram carregados antes atingiram maiores patamares de deformação por fluência, ou seja, concretos carregados com maiores idades apresentam menores deformações por fluência.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir da apresentação das duas principais normas utilizadas no Brasil: a NBR 6118 (2014) e a ACI 209R-92 (1997), segue-se uma discussão comparativa entre estas normas. Apresentamos ainda a comparação gráfica realizada por MARQUES, BITTENCOURT e BARBOSA (2013) entre os seus resultados experimentais e as curvas dos gráficos obtidos a partir das normas. Finalmente discutiremos os possíveis tratamentos das manifestações patológicas apresentadas.

3.1 NBR 6118 (2014) versus ACI 209R-92 (1997)

Ambas as normas levam em consideração vários parâmetros de influência para o cálculo do coeficiente de fluência do concreto. Fatores comuns:

- Idade do carregamento; Umidade relativa do ambiente; Espessura do elemento; e Slump ou Abatimento do concreto.

Entretanto, a ACI vai além e considera além dos fatores acima mencionados outros

dois fatores relacionados à composição do concreto. São eles:

- Porcentagem de agregados finos e porcentagem de ar (vazios).

Conforme foi dito no referencial teórico a estrutura ao ser submetida a um carregamento por longo período de tempo, está sujeita ao movimento capilar da água, ocasionando tensões internas e provocando a deformação lenta. Portanto, faz sentido as considerações adicionais da ACI, uma vez que se preocupa com teor de finos e com a porcentagem de vazios.

3.2 Resultados obtidos por MARQUES, BITTENCOURT E BARBOSA (2013)

Quando compara-se os resultados obtidos nos ensaios de fluência com os valores obtidos pelas principais formulações de previsão de fluência existentes MARQUES, BITTENCOURT e BARBOSA (2013) obtiveram os seguintes resultados:

- Carregamentos à 14 dias dentro e fora da câmara:

Os resultados obtidos apresentaram valores próximos aos dos vários modelos e, principalmente os modelos abordados neste artigo da NBR 6118 (2014) e a ACI 209R-92 (1997). Mais precisamente, a NBR foi a que ficou mais próxima do resultado obtido através do experimento.

Segundo MARQUES, BITTENCOURT e BARBOSA (2013) a comparação entre os resultados experimentais e os modelos de previsão foi feita utilizando o coeficiente de variação ($wB3$). Como os modelos de previsão não consideram a variação de umidade relativa ao longo do tempo foi estabelecido como dado de entrada nestes modelos a umidade relativa média referente ao primeiro mês do ensaio.

- Carregamentos à 49 dias dentro e fora da câmara:

Foram feitas as mesmas comparações para os resultados dos corpos de prova carregados aos 49 dias dentro e fora da câmara. E da mesma forma, vários modelos de previsão se aproximaram dos resultados obtidos pelo experimento, mas neste caso, outros modelos ficam mais próximos do que os modelos abordados neste artigo.

Dentre os modelos analisados, observamos que os mesmos apresentam boa previsão em relação aos resultados experimentais, principalmente comparando com os resultados que foram obtidos a partir do carregamento de 14 dias. Entretanto, são necessárias comparações entre resultados experimentais de outros traços, outros tipos de concreto (os mais utilizados no Brasil), variando o tipo de cimento, proporção e tipo de agregados com os modelos de previsão apresentados, a fim de se obter uma confirmação da eficiência dos mesmos.

3.3 Tratamento das Manifestações Patológicas

A manifestação patológica mais comum causada pela deformação lenta são as fissuras nas peças estruturais. Esta devem ser tratadas para evitar maiores problemas como a corrosão das armaduras. Como passo inicial para tratamento dessas manifestações

patológicas é necessário realizar a limpeza da superfície para conhecimento e avaliação da situação real da estrutura.

Após a avaliação deve-se tratar a fissura, o objetivo é impedir o transporte nocivo de líquidos e gases, evitando o ataque às armaduras. O tratamento consiste em fazer o fechamento da fissura com material resistente e aderente (materiais rígidos - epóxi ou grautes) que possui bom comportamento frente aos agentes agressivos fazendo com que a peça volte a ser monolítica.

Quando a manifestação patológica já evoluiu para corrosão de armadura, o procedimento padrão para tratamento das áreas contaminadas consiste em retirar todo o concreto deteriorado até que se obtenha a exposição completa da armadura.

Quando é constatada uma perda de seção transversal da armadura após a operação de limpeza das mesmas entre 15% e 25% da seção original da barra, é recomendável a colocação de armadura suplementar para que seja recomposta a seção de aço originalmente recomendada. Essa nova armadura deverá estar ancorada, seguindo rigorosamente as normas estruturais. Posteriormente, o concreto é recomposto com graute base cimento.

4 | CONCLUSÕES

Ao analisarmos e introduzirmos uma discussão comparativa entre as duas normas e ainda complementadas pelo artigo apresentados neste trabalho, destacamos que em ambos pode-se entrever uma dificuldade de entendimento e aplicação do conceito de deformação lenta. Devemos estas dificuldades principalmente a:

- a deformação por fluência do concreto é uma parte da deformação lenta. A ela devemos somar as deformações por retração do concreto;
- os cálculos do coeficiente de fluência são complexos exigem um conhecimento prévio dos materiais utilizados na execução da obra e das condições ambientais do entorno;
- o cálculo da retração do concreto é de igual complexidade e também está relacionado a inúmeros fatores de influência.
- Segundo MARQUES, BITTENCOURT e BARBOSA (2013) “existem vários fatores que afetam a fluência e a dificuldade em prever com precisão a fluência do concreto encontra-se na interação dos diversos mecanismos físicos que são influenciados por tais parâmetros”;
- O uso das normas apresentadas devem ser aplicadas na prática a fim de tentar prever uma possível deformação lenta já que os experimentos demandam muito tempo e recursos;

Conforme foi apresentado ao longo deste trabalho, uma edificação cujos cálculos não levaram em consideração as deformações lentas do concreto, possivelmente terão

grandes deslocamentos ao longo de sua vida útil. Uma vez que a estrutura já foi executada e está em uso, deve-se atentar para os sinais destes grandes deslocamentos estruturais. Destacamos ainda que:

- os problemas gerados no futuro devido à negligência dos cálculos da fluência interferem diretamente na durabilidade da edificação;
- As manifestações patológicas que ocorrem em estrutura com grandes deformações são de alto custo de reparação e devem ser acompanhadas de perto por mão de obra especializada;
- quanto mais tempo se demora para tratar uma patologia maior será o gasto e o transtorno para efetuar o reparo.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 209R-92. **Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures**. ACI 1997.

ANDRADE, Jairo José de Oliveira; MOLIN, Denise Carpena Coitinho Dal. **Considerações Quanto aos Modelos Empregados para a Previsão da Vida Útil das Estruturas de Concreto Armado: Despassivação por Íons Cloreto**. Engenharia Civil - UM, [S.l.], n. 18, p. 31-44, jan. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**. Rio de Janeiro, p. 238. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8224: **Determinação da fluência – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro. 1983.

CATAI, Evandro. **Análise dos Efeitos da Retração e Fluência em Vigas Mistas**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 166. 2005.

MARQUES, A. C.; BITTENCOURT, T. N.; BARBOSA, M. P. **Influence of the environment and loading age on SCC drying creep**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, [S.l.], v. 6, n. 2, p. 227-245, abr. 2013.

MEDEIROS, Heloisa. **Entrevista: Construção crítica**. Revista Técnica, São Paulo, n. 99, p. 1-4, jun. 2005.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete Microstructure, Properties, and Materials – Fourth Edition**. Ed.: McGraw Hill. 2013.

SANTOS, Lauro M. **Cálculo de concreto armado segundo a nova NB-1 e o CEB**. São Paulo, 1983.

SILVA, Adriano de Paula e; JONOV, Cristiane Machado Parisi. **FALHAS E PATOLOGIAS DOS MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO**. Belo Horizonte: UFMG, 2016. 157 slides, colorido.

ANÁLISE DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO DEVIDO AOS EFEITOS CONSTRUTIVOS

Data de aceite: 01/02/2021

Meridiane Ferreira Barbosa

Bacharela em Engenharia Civil pela Faculdade de Ciências Exatas de Garanhuns
<http://lattes.cnpq.br/3396269494928114>

Hildo Augusto Santiago Filho

Mestre em Engenharia Civil (Estruturas) pela Universidade Federal de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/3136876404582016>

Fernando Artur Nogueira Silva

Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/7084105376262463>

Renato Guilherme da Silva Pereira

Mestre em Engenharia Civil (Estruturas) pela Universidade Federal de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/7428246113098089>

Giane Maria Vieira de Lira

Mestra em engenharia civil pela Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP)
<http://lattes.cnpq.br/3234994060544023>

RESUMO: A indústria da construção civil vem nos últimos anos sofrendo um crescimento, principalmente no setor da construção de edificações de concreto armado. Isso promove maior concorrência de mercado, como também necessidade de aceleração das etapas construtivas. Esses fatores fazem com que estruturas sejam carregadas cada vez mais precoces, não sendo respeitados os estados limites e de serviço previstos para a estrutura.

O objetivo principal do estudo foi analisar os efeitos causados pela não consideração dos efeitos construtivos na resistência das estruturas de concreto armado de edifícios. Estes dados foram analisados levando em conta os principais fatores que interferem na análise da estrutura, como o tempo, umidade do ambiente, temperatura, cura do concreto, caracterizando assim uma pesquisa experimental. A análise foi feita através do programa que utiliza o método dos elementos finitos, sendo possível assim fazer a comparação entre a estrutura analisada com os efeitos causados pelas características construtivas do elemento, e sem esses efeitos. Através da análise foi possível notar que na edificação em estudo foram levadas em conta o fato das cargas terem sido introduzidas de acordo com as etapas construtivas sobre as estruturas que foram moldadas e possuem valores de esforços solicitantes diferentes em cada pavimento daqueles que foram obtidas de maneira tradicional onde não são considerados os estágios de construção. Esses valores podem superar 30%, mostrando que devem ser consideradas os efeitos construtivos em todas as etapas de construção das edificações.

PALAVRA-CHAVE: Efeito construtivo, concreto armado, análise estrutural.

ANALYSIS OF REQUIRING EFFORTS IN CONCRETE BUILDINGS DUE TO CONSTRUCTIVE EFFECTS

ABSTRACT: The construction industry has been growing in recent years, especially in the construction of reinforced concrete buildings.

This promotes greater market competition, as well as the need to accelerate the construction stages. These factors cause structures to be loaded more and more precocious, not respecting the limits and service states predicted for the structure. The main objective of the study was to analyze the effects caused by the non-consideration of the constructive effects on the resistance of the reinforced concrete structures of buildings. These data were analyzed taking into account the main factors that interfere in the analysis of the structure, such as the time, humidity of the environment, temperature, cure of the concrete, characterizing an experimental research. The analysis was done through the program that uses the finite element method, making it possible to compare the structure analyzed with the effects caused by the constructive characteristics of the element, and without these effects. Through the analysis it was possible to note that in the study building, it was taken into account the fact that the loads were introduced according to the constructive steps on the structures that were molded and have values of different stresses in each pavement of those that were obtained in a way where the stages of construction are not considered. These values can exceed 30%, showing that the constructive effects must be considered in all stages of building construction.

KEYWORDS: Constructive effect, reinforced concrete, structural analysis.

1 | INTRODUÇÃO

Durante todo o processo construtivo de estruturas de concreto armado existem influências de ações de cargas que podem causar diversos efeitos na estrutura, estes efeitos são derivados muitas vezes pelo efeito do tempo na estrutura.

Algumas propriedades do concreto como, por exemplo, módulo de deformação longitudinal e as resistências à tração ou à compressão sofrem contínua variação no decorrer do tempo, isso devido à diversas reações químicas provocadas pela hidratação do cimento. Além disso, o chamado envelhecimento do concreto ocorre praticamente em toda vida útil da estrutura, sendo mais acentuado os primeiros dias após a concretagem. (ARAÚJO, 2014)

Assim, o tempo altera as propriedades de resistência e deformação do concreto, muitas vezes essas alterações geram fissuras indesejáveis, que por sua vez geram a perda da rigidez da peça estrutural, gerando assim, maiores deformações ao longo da vida útil da estrutura.

Atualmente a maioria das estruturas são em formatos de pórticos espaciais de concreto armado e essas estruturas estão sendo colocadas em carga cada vez mais recentes, surge-se assim a necessidade de considerar esses efeitos ainda na fase de projeto.

Diversas estruturas de concreto armado vêm apresentando problemas estruturais devido aos carregamentos precoces, já que muitas vezes são carregados com idade da estrutura recente. Esses problemas geram, cada vez mais no âmbito da construção civil, necessidade de pesquisas de métodos e produtos que elevem a vida útil das estruturas de concreto armado, em outros termos aumentem a durabilidade da estrutura.

Alguns dos problemas estruturais causados por esse carregamento precoce são a fluência e a retração, elas são deformações no concreto causadas pelo efeito do tempo, a fluência é caracterizada pelo aumento da deformação mesmo se a estrutura estiver submetida a tensão constante, por sua vez, a retração é caracterizada como a redução do volume do material, geralmente causada pela perda de água por exsudação. Causam diversos problemas nas estruturas como trincas, fissuras, flechas em vigas e lajes, entre outros.

O referido estudo teve como objetivo, analisar os esforços solicitantes de edifícios de concreto armado devido aos efeitos construtivos, estes que sofrem influência dos efeitos do tempo no processo construtivo, primordialmente os esforços serão analisados de um modo tradicional, sem considerar os efeitos causados pelo carregamento dos múltiplos andares da estrutura, em seguida a mesma análise será feita considerando nas etapas da construção as cargas a que ela a estrutura estará submetida.

Este enfoque torna-se necessário no que tange as datas de retiradas dos escoramentos para que seja garantidas todas as condições de resistência e deformabilidade instituídas pelas normas específicas, sendo que a retirada precoce dos escoramentos faz com que a estrutura suporte cargas para as quais ela ainda não está totalmente madura para suportar, gerando assim deformações excessivas nas estruturas que podem comprometer o funcionamento adequado da estrutura.

A modelagem do estudo foi feita no SAP2000. Trata-se de um programa de análise tridimensional de estruturas, que permite a utilização de análises lineares e não-lineares estáticas e dinâmicas para desenvolvimento das estruturas.

2 | EFEITOS CONSTRUTIVOS EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO

As construções de concreto armado estão submetidas a esforços durante toda a fase de construção, muitos deles são influenciados pelo processo construtivo e podem superar a capacidade de resistência da estrutura que foi definida no projeto estrutural. Muitas vezes os pavimentos que foram recentemente concretados são postos em carga muito rapidamente com outros pavimentos também recém concretados, isto pode levar a fissuração prematura dos pavimentos assim como maiores deformações ao longo do tempo (PRADO, 2002).

A norma brasileira NBR 14931 (ABNT, 2003), recomenda que nenhuma carga deve ser imposta e nenhum escoramento removido de qualquer parte da estrutura enquanto não houver certeza de que os elementos estruturais tem resistência suficiente para suportar com segurança as ações a que estarão sujeitos, ou seja, os sistemas de escoramento só podem ser removidos quando o concreto estiver suficientemente endurecido para resistir às ações que sobre ele atuarem e não levar a deformações inaceitáveis, tomando como base o tempo para o concreto adquirir resistência pretendida é 28 dias.

Os efeitos construtivos são derivados das práticas adotadas durante a execução da estrutura, e estas ações devem ser consideradas nos projetos estruturais como permanentes para fins de dimensionamento no estado limite último. Segundo Prado et al. (1998, apud SALVADOR, 2007) as ações construtivas são o resultado de vários esquemas estáticos com ações temporárias diferentes, muitas vezes decorrentes de diversos procedimentos necessários para a concretagem de cada pavimento.

Além de todo processo construtivo realizado para a execução de pavimentos em concreto armado, escoras, reescoras e lajes de concreto são muitas vezes solicitados com carregamentos de construção além dos previstos em projeto, muitas vezes o concreto não adquiriu resistência suficiente. Assim, nota-se que a consideração das ações de construção nas estruturas de concreto é de suma importância para a garantia de segurança de uma obra (FREITAS, 2004).

Chen (1993) afirma que grande parcela das ações permanentes que agem sobre as estruturas de concreto atuam durante a fase executiva, fase em que a mesma ainda não está suficientemente pronta para suportar tal carregamento.

Os esforços solicitantes de edifícios de concreto armado devido aos efeitos construtivos são influenciados pelo efeito do tempo, já que muitas vezes não são respeitadas as datas de retiradas dos escoramentos para que sejam garantidas todas as condições de resistência e deformabilidade instituídas pelas normas específicas.

Nesta perspectiva, alguns problemas patológicos como fissuras e fendas muitas vezes ocorrem justamente pela não consideração das ações de carga, e acabam levando a estrutura à declínio.

Lee et al. (1991) afirma que cerca de 70% dos colapsos de estruturas de concreto armado tem origem em problemas construtivos (estudos realizados na antiga União Soviética), entre esses problemas incluem-se aplicação de cargas não previstas para a estrutura além de remoção prematura das escoras.

Assim, a proposta de estudo considera a sequência norma do processo construtivo, em estágios, sendo que os resultados obtidos são muito próximos aos reais, já que todo o procedimento leva em conta todo o cronograma, incluindo sobreposição gradual dos pavimentos e consideração das várias etapas construtivas, estas com suas características tanto de resistência como deformabilidade da estrutura obtidas em função do tempo de amadurecimento do concreto.

3 | MATERIAIS E MÉTODOS

O objeto em estudo foi um edifício fictício composto por 45 pavimentos, incluindo pórticos espaciais de concreto com pilares, vigas e lajes de dimensões únicas para os 45 pavimentos:

Foram enumerados os pilares de canto, intermediário e as vigas, como estão

identificados na figura 1 a seguir.

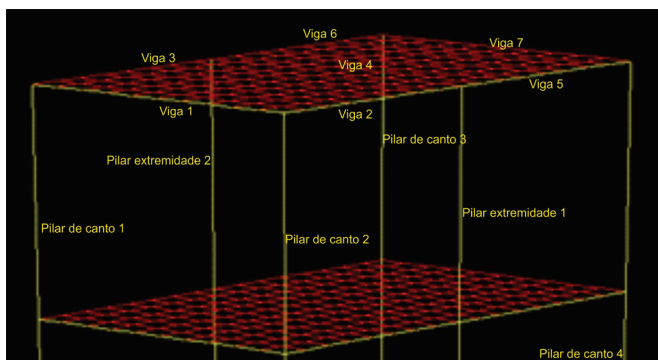


Figura 1- identificação dos elementos estruturais

Fonte: Autor (2017)

Pilares = 20 cm x 80 cm

Vigas = 20cm x 60 cm

Lajes = 15 cm

Para dados do projeto são considerados o concreto utilizado com resistência característica f_{ck} 35 MPa e o módulo de elasticidade $E_c = 28.160$ MPa, e peso específico 25 kN/m³. A geometria analisada é um modelo exclusivo para este estudo, não constituindo uma estrutura real.

A modelagem do estudo foi feita no SAP2000 que é um programa de análise tridimensional de estruturas, que permite a utilização de análises lineares e não-lineares estáticas e dinâmicas para desenvolvimento das estruturas, neste estudo considera-se os efeitos construtivos através de modelagens lineares e não-lineares utilizando o Método dos Elementos Finitos.

Para modelagem da estrutura foram considerados 45 estágios, cada estágio correspondendo a um pavimento da edificação, foi adotado como período de duração de cada estágio 7 (sete) dias, baseado em situações reais para construção de edificações de múltiplos andares.

Através da análise não linear busca-se levar em consideração os estágios de construção e modelação da estrutura de maneira realista com o comportamento da estrutura em condições reais de execução, ou seja, o comportamento da estrutura com relação as etapas de construção dos pavimentos, onde são erguidos um a um, e a ação das cargas nas estruturas.

Foram analisados os coeficientes relativos a retração e a fluência na estrutura,

sendo que eles estão relacionados aos efeitos do tempo e os efeitos construtivos. Para efeitos do tempo foram considerados os seguintes valores para os parâmetros do concreto:

Para cálculo da resistência média do concreto aos 28 dias de idade é necessário levar em conta alguns fatores, assim o coeficiente S depende do tipo de cimento empregado no concreto.

$S = 0,25$ (cimentos de endurecimento normal – cimento comum CP I e cimento composto CP II)

Umidade relativa do ar = 70%

Espessura fictícia de 0,16 m para pilares e 0,13 m para lajes e vigas

Toda seção transversal das peças está em contato com o ambiente

Idade de início da retração = 0 dias

Idade máxima = 10.00 dias

Os estágios de carga foram aplicados de forma incremental. A figura 2 ilustra bem esse processo.

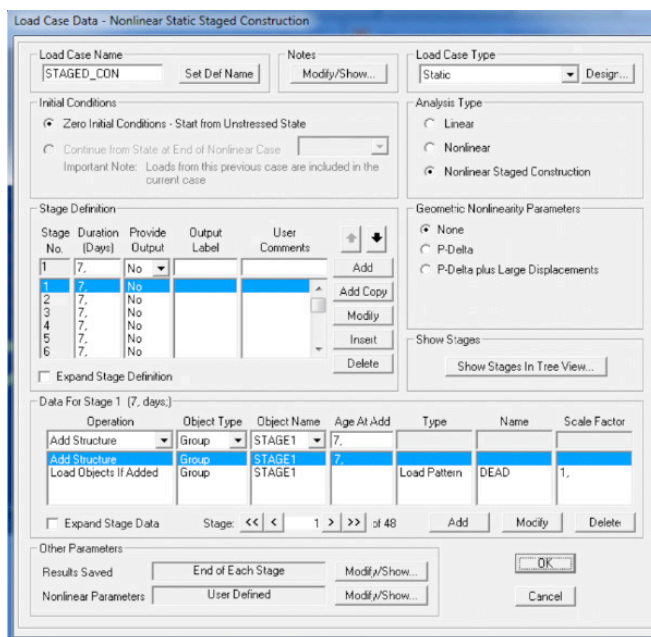


Figura 2- Aplicação dos diversos estágios de carga

Fonte: Autor (2017)

Na figura 3 é possível notar a evolução do módulo de elasticidade do concreto da estrutura com o tempo.

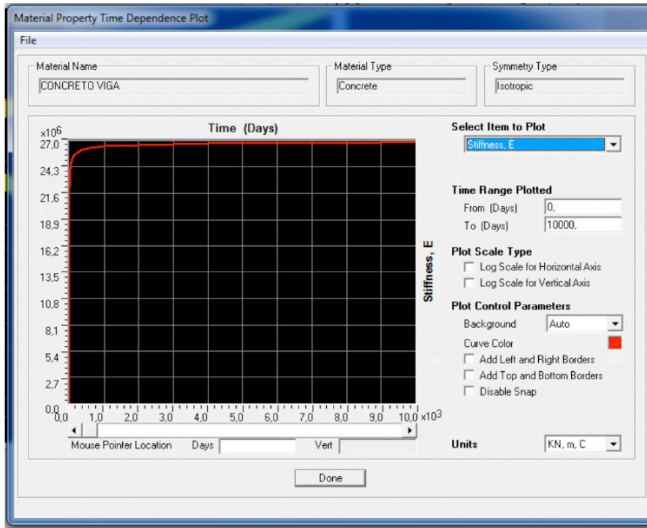


Figura 3 - Evolução do módulo de elasticidade com o tempo

Fonte: Autor (2017)

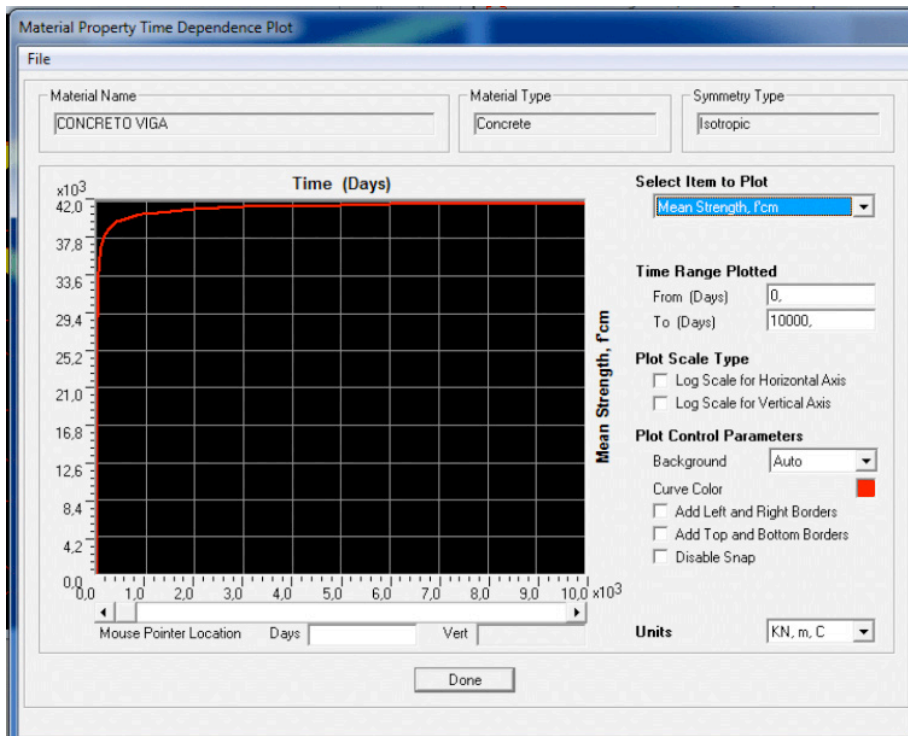


Figura 4 – Evolução da resistência à compressão com o tempo

Fonte: Autor (2017)

A Figura 5 representa o diagrama tensão x deformação do concreto utilizado nas modelagens, em acordo com as recomendações da NBR 6118/2014.

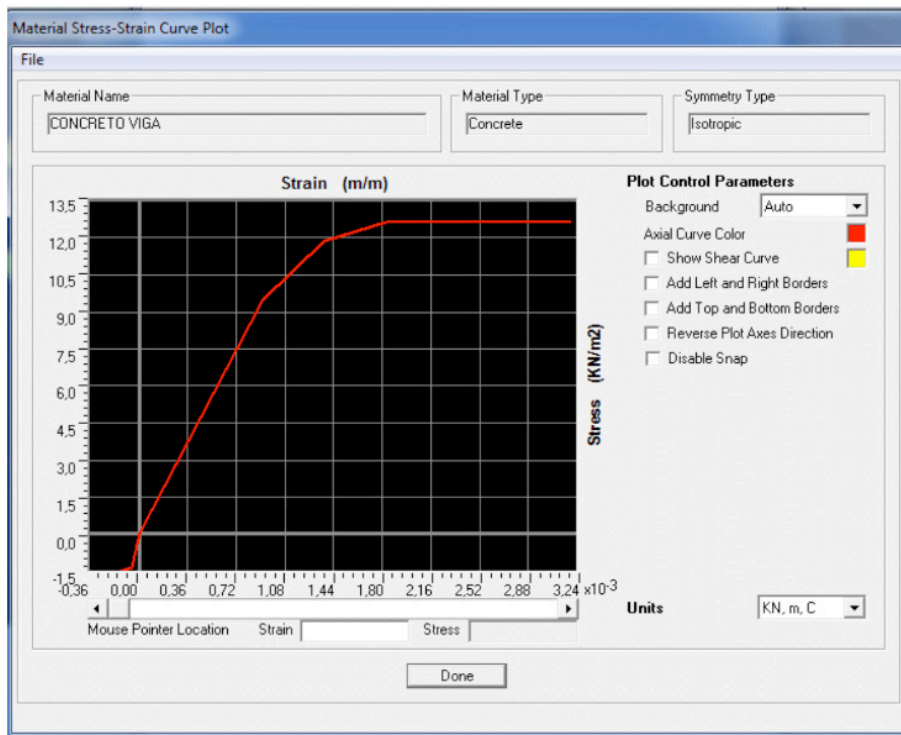


Figura 5 – Diagrama Tensão x Deformação

Fonte: Autor (2017)

4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

A análise dos dados consistiu na análise do primeiro e do último pavimento, já que o primeiro tem que suportar todos os pavimentos acima, e o último não tem nenhuma sobrecarga devido ao peso próprio da estrutura.

PAVIMENTO 1			
Pilar de canto 1, 2, 3 e 4	<i>DEAD'</i>	<i>STAGED_CON^o</i>	<i>Diferença %³</i>
Esforço cortante (v)(kN)	-2,71	-3,10	14,4
Momento Fletor (M) (kN·m)	-2,49 à 5,64	-3,29 à 6,07	13,3
Pilar intermediário 1			
Esforço cortante (v)(kN)	-4,60 x 10 ⁻¹³	3,50 x 10 ⁻¹⁴	*
Momento Fletor (M) (kN·m)	8,64 x 10 ⁻² à 1,0 x 10 ⁻¹¹	-1,38 x 10 ⁻¹² à 1,48 x 10 ⁻¹²	*
Pilar intermediário 2			
Esforço cortante (v)(kN)	-4,17 x 10 ⁻¹⁴	-6,52 x 10 ⁻¹⁴	*
Momento Fletor (M) (kN·m)	9,87 x 10 ⁻¹² à 1,01 x 10 ⁻¹¹	-1,33 x 10 ⁻¹² à 1,52 x 10 ⁻¹²	*
Vigas 1 e 7			
Esforço cortante (V)(kN)	-16,13 à +16,13	-15,58 à + 15,58	4,0
Momento Fletor (M) (kN·m)	-6,63 à + 6,63 (M _{máx} =16,21)	-6,51 à + 6,51 (M _{máx} =16,29)	0,5
Vigas 2 e 3			
Esforço cortante (v)(kN)	-13,91 à 11,12	-14,02 à 9,57	6,0
Momento Fletor (M) (kN·m)	-10,55 à -6,94 (M _{máx} =5,63)	-11,27 à 6,03 (M _{máx} =5,67)	6,3
Vigas 5 e 6			
Esforço cortante (v)(kN)	-11,12 à 13,91	-9,77 à 14,01	5,0
Momento Fletor (M) (kN·m)	-6,94 à -10,55 (M _{máx} =5,63)	-6,03 à -11,27 (M _{máx} =5,70)	1,2
Vigas 4			
Esforço cortante (v)(kN)	-25,28 à 25,28	- 25,34 à 25,34	0,2
Momento Fletor (M) (kN·m)	-11,03 à 11,03 (M _{máx} =25,72)	11,20 à 11,20 (M _{máx} =26,00)	0,1
PAVIMENTO 45			
Pilar de canto 1 e 2			
Esforço cortante (v)(kN)	-12,86	-9,70	30,0
Momento Fletor (M) (kN·m)	-15,62 à 22,96	-11,28 à 17,81	33,0
Pilar de canto 3 e 4			
Esforço cortante (v)(kN)	12,86	9,70	30,0
Momento Fletor (M) (kN·m)	15,62 à -22,96	11,28 à -17,81	33,0
Pilar intermediário 1			
Esforço cortante (v)(kN)	-9,11 x 10 ⁻¹³	2,21 x 10 ⁻¹²	*
Momento Fletor (M) (kN·m)	5,89 x 10 ⁻¹³ à -2,14 x 10 ⁻¹²	3,18 x 10 ⁻¹² à -3,51 x 10 ⁻¹²	*
Pilar intermediário 2			

Esforço cortante (v)(kN)	$-1,3 \times 10^{-11}$	$-1,19 \times 10^{-12}$	*
Momento Fletor (M) (kN·m)	$-1,15 \times 10^{-11}$ à $2,73 \times 10^{-11}$	$-1,61 \times 10^{-12}$ à $-4,35 \times 10^{-12}$	*
Vigas 1 e 7			
Esforço cortante (V)(kN)	-16,2 à +16,22	-15,58 à 15,58	4,1
Momento Fletor (M) (kN·m)	-4,05 à -4,05 ($M_{\text{máx}}=19,04$)	-3,87 à -3,87 ($M_{\text{máx}}=19,12$)	0,42
Vigas 2 e 3			
Esforço cortante (v)(kN)	-19,48 à 6,62	-16,58 à 8,54	4,0
Momento Fletor (M) (kN·m)	-19,35 à 4,06 ($M_{\text{máx}}=8,95$)	-14,66 à 1,28 ($M_{\text{máx}}=7,23$)	24,8
Vigas 5 e 6			
Esforço cortante (v)(kN)	-6,62 à 19,48	-8,54 à 16,58	4,0
Momento Fletor (M) (kN·m)	4,06 à -19,35	-1,28 à 14,58 ($M_{\text{máx}}=7,72$)	24,0
Vigas 4			
Esforço cortante (v)(kN)	-23,34 à 23,34	-24,12 à 24,12	3,4
Momento Fletor (M) (kN·m)	-6,78 à 6,78 ($M_{\text{máx}}=27,87$)	-6,97 à -6,97 ($M_{\text{máx}}=28,82$)	3,4

- 1 – Sem considerar os efeitos construtivos
 - 2 – Considerando os efeitos construtivos (um pavimento sobre o outro)
 - 3 – percentual aproximado considerando a diferença entre os valores
- * – Valores irrelevantes para o estudo

Quadro 1 – Comparação das ações de carga entre o modelo Dead (não considera os efeitos construtivos) e o modelo Staged_con (considera os efeitos construtivos – Construção em estágios)

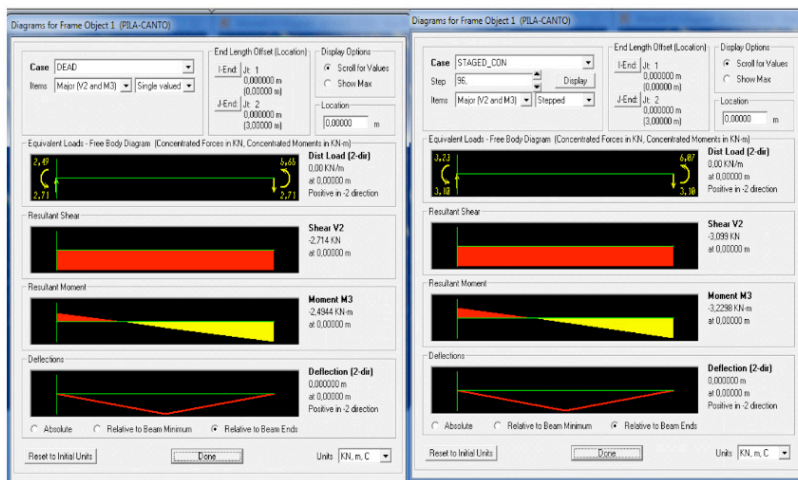


Figura 6 - Valores do Efeito Cortante e do Momento Fletor Pilar de canto 2 no modo DEAD e STAGED_CON respectivamente

Fonte: Autor (2017)

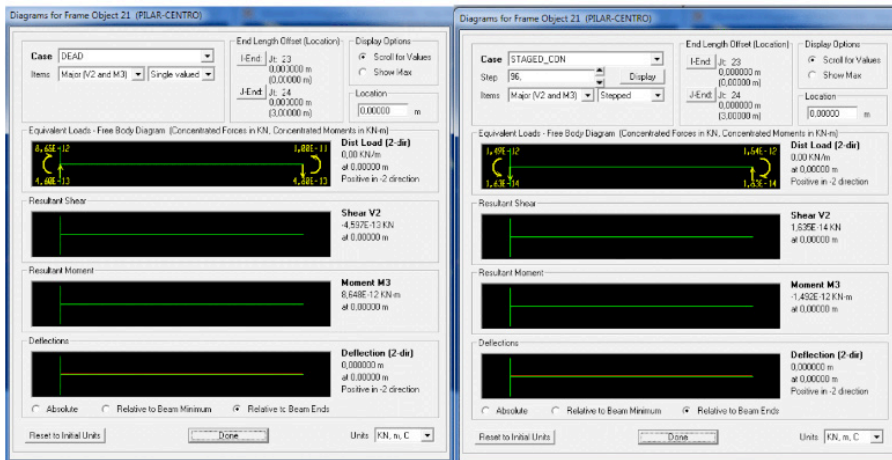


Figura 7 - valores do Efeito Cortante e do Momento Fletor Pilar Intermediário 1 no modo DEAD e STAGED_CON

Fonte: Autor (2017)

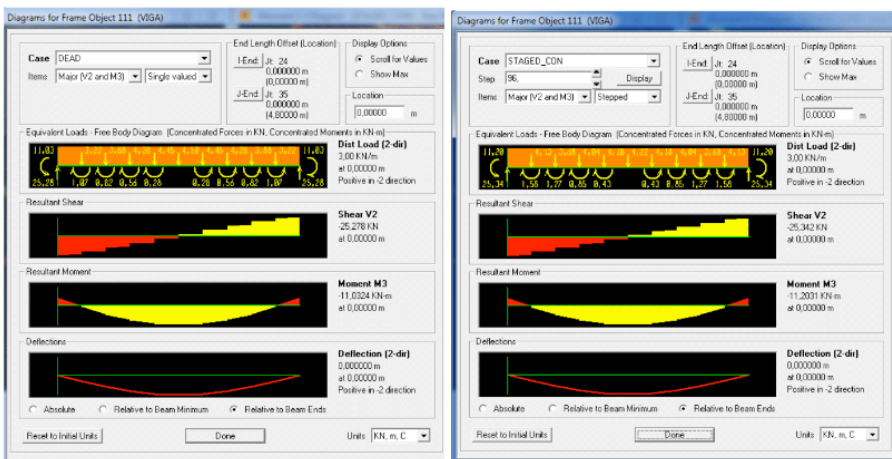


Figura 8 - Valores do Efeito Cortante e do Momento Fletor viga 4 pavimento 1 no modo DEAD e STAGED_CON

Fonte: Autor (2017)

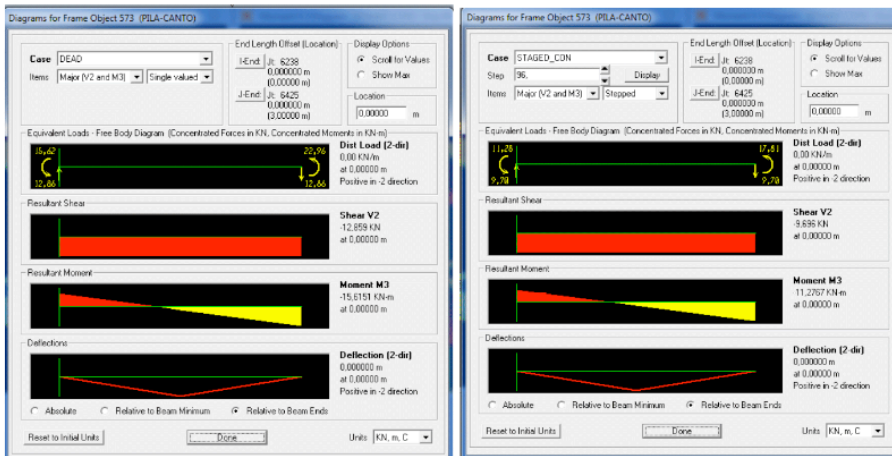


Figura 9 - valores do Efeito Cortante e do Momento Fletor no pilar de canto 2 no 45° pavimento no modo DEAD e STAGED_CON

Fonte: Autor (2017)

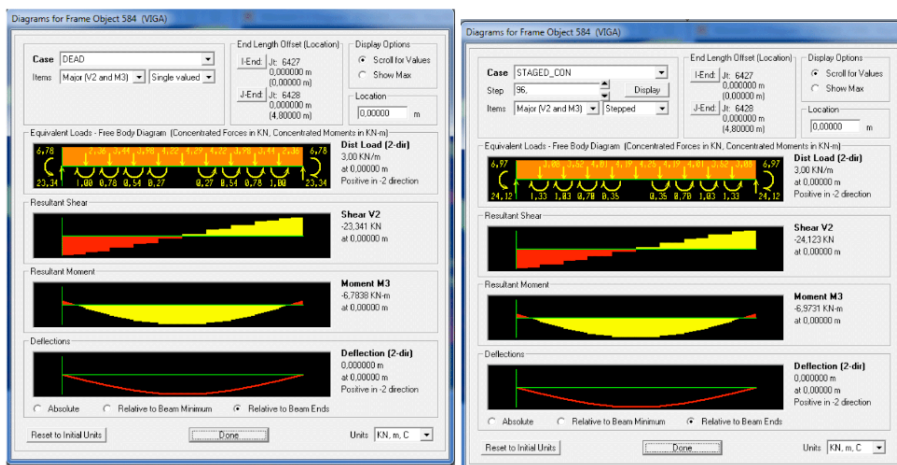


Figura 10 - Valores do Efeito Cortante e do Momento Fletor viga 4 do 45° pavimento no modo DEAD e STAGED_CON

Fonte: Autor (2017)

Sendo assim, durante o estudo é possível identificar e avaliar os efeitos causados pelas características construtivas no elemento estudado. Portanto, fica claro a importância do dimensionamento da estrutura levando em conta as etapas construtivas. Nesse sentido, nota-se que alguns valores tiveram diferenças mínúsculas, no entanto, outros tiveram valores que passaram dos 30% de diferença, um percentual enorme quando se trata de um edifício destas dimensões, sendo que a não adoção de medidas construtivas faz com haja

problemas patológicos.

5 | CONCLUSÃO

A importância dos efeitos construtivos está relacionada ao melhor dimensionamento das estruturas e melhor aproveitamento no que tange execução do projeto, levando em conta que a vida útil da estrutura está diretamente relacionada às características construtivas, a partir deste estudo torna-se claro a necessidade de melhores práticas construtivas, respeitando os tempos da estrutura, as etapas construtivas, e a qualidade dos materiais.

Nota-se de forma clara que na edificação em estudo foram levadas em conta o fato das cargas serem introduzidas de acordo com as etapas construtivas sobre as estruturas que foram moldadas e que, possuem valores de esforços solicitantes diferentes em cada pavimento daqueles que foram obtidas de maneira tradicional onde não são considerados os estágios de construção.

Os percentuais encontrados em algumas peças tornam-se imperceptíveis como nos pilares intermediários, no entanto, quando a comparação é entre vigas e outros pilares esses percentuais são um pouco maiores, passando dos 30%, valores que devem ser considerados nas etapas construtivos.

Portanto, torna-se claro a necessidade de respeito as etapas construtivas do projeto, para que não haja problemas na estrutura, sendo que elas ainda podem não suportar as cargas para as quais estão sendo postas.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. v.l. 3.ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

BRASIL. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931 (2004) **Estruturas de Concreto Armado**.

BRASIL. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 (2014) **Execução de estruturas de concreto - Procedimento**

CHEN, W. F.; ROSOWSKY, D. V.; EL-SHAHHAT, A. M. **Construction Safety of Multistory Concrete Buildings**. ACI Structural Journal, v. 90, n. 4, p. 335-341, Julho-Agosto, 1993.

FREITAS, A. A. (2004). **Situações críticas no projeto de edifícios de concreto armado submetidos a ações de construção**. São Carlos, 2004. 103p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

LEE, H. M.; LIU, X. L.; CHEN, W. F. (1991). **Analysis of Concrete Buildings During Construction**. *Journal of Structural Engineering*. V. 117, n. 10, p. 3135-3148, outubro.

PRADO, J.F.M.A. (1999). **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção**. São Carlos, 1999. 184p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SALVADOR, P. F. **Influência dos Ciclos de Execução nas Deformações das Estruturas de Concreto Armado de Edifícios de Andares Múltiplos.** 2007. 141p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

SILVA, R.C. **Vigas de concreto armado com telas soldadas: análise teórica e experimental da resistência à força cortante e do controle da fissuração.** Tese (Doutorado), São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003, 328p

ANÁLISE COMPUTACIONAL DE VIGAS RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS AO CISALHAMENTO COM PRFC

Data de aceite: 01/02/2021

Data da submissão: 16/11/2020

Maicon de Freitas Arcine

Universidade Estadual de Maringá – UEM
Departamento de Engenharia Civil- DEC/PCV
Maringá – PR
<http://lattes.cnpq.br/8097716930628529>

Nara Villanova Menon

Universidade Estadual de Maringá – UEM
Departamento de Engenharia Civil- DEC/PCV
Maringá – PR
<http://lattes.cnpq.br/7744184284656989>

Luiz Fernando Colusso

Universidade Estadual de Maringá – UEM
Departamento de Engenharia Civil- DEC/PCV
Maringá – PR
<http://lattes.cnpq.br/3753016165420719>

RESUMO: Nesta pesquisa foram realizadas análises experimentais e numéricas com o intuito de avaliar a reabilitação e reforço em vigas de concreto armado sujeitas ao cisalhamento utilizando reforços com polímeros reforçados com fibras de carbono. Ambas as análises utilizaram os mesmos modelos de vigas. Este estudo teve por objetivo explorar as principais implicações estruturais da aplicação dos compósitos de fibra de carbono no reforço externo de vigas retangulares de concreto armado através da comparação dos resultados experimentais com modelagens numéricas. O estudo foi realizado analisando os resultados obtidos por

análises experimentais e os computacionais através do software Simulia Abaqus. Em uma modelagem numérica as considerações do modelo, das interações e outros fatores são pontos fundamentais na modelagem do concreto armado em softwares que utilizam o Método dos Elementos Finitos. A princípio observou-se que ao adotar a interação concreto/aço como perfeita (“Embedded Region”) os resultados foram semelhantes, com uma diferença de 11,7% entre os carregamentos máximos que a viga suportou nas análises experimentais e numéricas. A perda de aderência na interface concreto/aço não foi considerada, logo a simulação computacional proporcionou resistência um pouco maior que a experimental sendo este o provável motivo dos maiores resultados serem observados no modelo numérico. Com esta ressalva, os resultados foram considerados aceitáveis e as análises mostraram-se apropriadas para problemas que envolvem simulações do concreto armado, no qual observou-se várias necessidades de avaliações mais complexas nos modelos numéricos adotados.

PALAVRAS-CHAVE: Vigas de Concreto armado, Numerical Modeling, Elementos Finitos, Cisalhamento, Reforço com PRFC.

NUMERICAL ANALYSIS OF RC BEAMS STRENGTHENED TO SHEAR WITH CFRP LAMINATES

ABSTRACT: In this research, experimental and numerical analyzes were carried out with the purpose of evaluating the rehabilitation and reinforcement in reinforced concrete beams subjected to shear using fiber carbon reinforced

polymers as strengtheners. Both analyzes used the same models of beams. This study aims to explore the main structural implications of the application of carbon fiber composites in the external reinforcement of rectangular reinforced concrete beams by comparing experimental results with numerical modeling. The study was carried out by analyzing the results obtained by experimental and computational analyzes using Simulia Abaqus software. In numerical modeling, model considerations, interactions and other factors are fundamental points in the modeling of reinforced concrete in software that uses the finite element method. It was observed that when adopting the concrete / steel interaction as perfect (“embedded region”) the results were similar, with a difference of 11.7% between the maximum loads that the beam supported in the experimental and numerical analyzes. The loss of adhesion at the concrete / steel interface was not considered, so the computational simulation provided a slightly higher resistance than the experimental one being this the probable reason for the greater results to be observed in the numerical model. With this proviso, the results were considered acceptable and the analyzes were appropriate for problems involving simulations of reinforced concrete, in which several needs for more complex evaluations were observed in the numerical models adopted.

KEYWORDS: Reinforced Concrete Beams, Numerical Modeling, Finite Element, Shear Strengthening, FRP Laminates.

1 | INTRODUÇÃO

Na engenharia, pode-se citar duas formas possíveis de resolver problemas: a teórica e a experimental. A análise teórica consiste na concepção de modelos matemáticos que simule o sistema real. A análise experimental estrutura-se na obtenção de dados por meio de ensaios executados na estrutura, do tratamento e análise dos mesmos com a finalidade de calcular as várias propriedades e determinar valores característicos. Segundo Takeya (2000), a quantidade referente a aplicação dos dois métodos, se um é mais necessário que o outro, está relacionada com a natureza do problema. Os problemas que surgem nos limites da nossa ciência necessitam de estudos experimentais para suprir tal escassez de conhecimento, uma vez que análises teóricas ainda não estão disponíveis para resolver o problema. Assim, ambos os tipos de análise devem estar complementando uma a outra. Portanto, tomando como base estudos experimentais, a temática da análise computacional do cisalhamento em vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono, é o foco deste referido trabalho.

Uma estrutura de concreto armado, durante sua vida útil, deve satisfazer diversos requisitos os quais podem não ser totalmente conhecidos na fase de execução do projeto. Por isto, durante a sua vida útil, pode requerer reforço estrutural por algumas das seguintes razões: incremento de carga, danos de partes estruturais (envelhecimento da construção, danos causados por incêndios, corrosão da armadura, impacto de veículos, etc.), aumento da capacidade de serviço (limitação das deformações, redução do esforço no aço, redução da abertura das fissuras), modificação do sistema estrutural e erros de

projeto, cálculo e construção.

Existem diversos métodos de reforço de estruturas. As técnicas de reforço a serem adotadas podem ser ativas ou passivas (Monteiro, 1999). O reforço ativo é caracterizado por um pré-esforço exterior não aderente. Este integra o elemento estrutural e é adotado sempre que for necessário reduzir o nível de tensões e deformações existentes. O reforço passivo somente é solicitado quando da ocorrência de novas ações ou deformações caracteriza-se pela colagem de perfis ou chapas metálicas, pelo encamisamento do elemento e pela colocação de elementos pré-fabricados ou perfis metálicos.

A escolha da metodologia adequada dependerá, dos estudos que antecedem um reforço estrutural, devendo ser levado em conta o custo/benefício. Os avanços das pesquisas realizadas nos últimos anos permitiram hoje substituir o aço (material pesado) por materiais compósitos leves a base de fibras sintéticas dentre as quais pode-se mencionar as fibras de vidro (PRFV), fibras de aramida (PRFA) e as fibras de carbono (PRFC). Diversos manuais, normas, códigos e livros abordam o assunto de reforço estrutural. Foram desenvolvidos diversos modelos analíticos para os estudos de vigas reforçadas, como por exemplo, os métodos citados em Souza & Ripper (1998) o método da norma americana ACI 440.2R (2017) com complemento do ACI 318 (2019) e os boletins técnicos da *bulletin 14 fib* (2001) para os reforços com fibra de carbono, detalhados e exemplificados em Perelles (2013). Entretanto, estes modelos analíticos não representam o comportamento tridimensional da peça, contando apenas com expressões para o cálculo da sua capacidade resistente.

A modelagem computacional pode fornecer diversas informações que os métodos analíticos não são capazes. Esta técnica surgiu a partir da metade do século XX e se propagou logo em seguida com a popularização dos computadores. Diversos métodos matemáticos utilizados na engenharia foram implementados em códigos e processados nos computadores, destacando-se o Método das Diferenças Finitas, o Método dos Elementos de Contorno e principalmente o Método dos Elementos Finitos (MEF). Este último método consiste na divisão do domínio de análise em tantos subdomínios quanto forem necessários e na transformação das equações diferenciais que regem o problema em um sistema de equações algébrico, que pode ser mais facilmente resolvido através das diversas técnicas existentes na matemática.

2 | ESPECIFICAÇÕES NORMATIVAS

2.1 Model Code CEB-FIB 1990

Em análises não lineares do comportamento de estruturas, as curvas tensão versus deformação “realísticas” são geralmente usadas para se estudar o comportamento da estrutura. Essas curvas podem ser obtidas com os ajustes de expressões dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial de corpos-de-prova de concreto.

A Figura 1 apresenta uma forma geral da curva tensão versus deformação de acordo com o Model Code CEB FIB 1990. Essas curvas são definidas pela resistência a compressão do concreto (geralmente o valor médio), módulo de elasticidade tangente na origem e deformação relativa à tensão máxima.

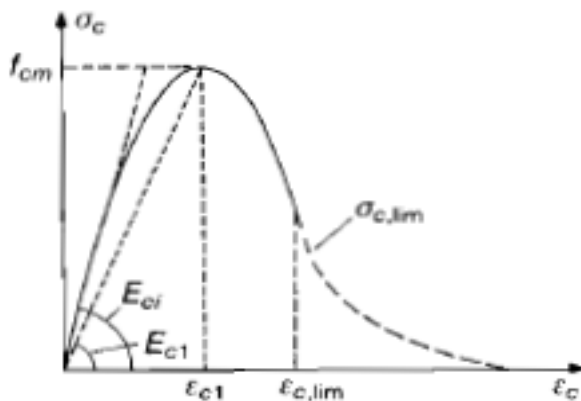


Figura 1 – Diagrama Tensão *versus* Deformação para compressão uniaxial (CEB-FIB (1990))

Para o concreto não fissurado submetido a tensão de tração, pode ser utilizada a relação bi linear dada a seguir:

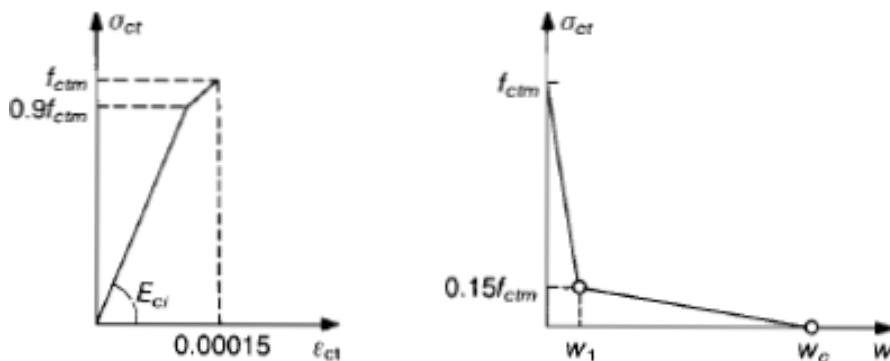


Figura 2 – Diagrama Tensão *versus* Deformação e Tensão *versus* Abertura de fissura para uniaxial tração (CEB-FIB (1990))

Para $\sigma_{ct} \leq 0,9 f_{ctm}$

$$\sigma_{ct} = E_{ci} \epsilon_{ct}$$

(Equação 1)

Para $0,9 f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm}$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} - \frac{0,1 f_{ctm}}{0,00015 - \frac{0,9 f_{ctm}}{E_{ci}}} (0,00015 - \varepsilon_{ct}) \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

σ_{ct} - tensão de tração no concreto;

ε_{ct} - deformação do concreto a tração;

f_{ctm} - resistência média do concreto a tração;

E_{ci} - módulo de elasticidade.

Em que f_{ctm} e E_{ci} é dado pelas expressões a seguir:

$$f_{ctm} = 1,4 \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{2/3} \quad (\text{Equação 3})$$

$$E_{ci} = 2,15 \cdot 10^4 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

f_{ck} - resistência característica a compressão do concreto;

f_{cm} - resistência média a compressão;

Para a seção fissurada, uma relação bilinear é considerada de acordo com as expressões a seguir:

Para $0,15 f_{ctm} \leq \sigma_{ct} \leq f_{ctm}$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0,85 \frac{w}{w_1} \right) \quad (\text{Equação 5})$$

Para $0 \leq \sigma_{ct} < 0,15 f_{ctm}$

$$\sigma_{ct} = \frac{0,15 f_{ctm}}{w_c - w_1} (w_c - w) \quad (\text{Equação 6})$$

$$w_1 = 2 \left(\frac{G_f}{f_{ctm}} \right) - 0,15 w_c \quad (\text{Equação 7})$$

$$w_c = \alpha_f \left(\frac{G_f}{f_{ctm}} \right) \quad (\text{Equação 8})$$

Onde:

w - abertura de fissura (mm);

w_1 - abertura de fissura (mm) para $\sigma_{ct} = 0,15 f_{ctm}$;

w_c - abertura de fissura (mm) para $\sigma_{ct} = 0$

G_f - energia de fratura (Nmm/mm²) dado na equação 9;

α_f - coeficiente dado pela tabela 1, de acordo com o d_{max} do agregado.

$d_{max} (mm)$	8	16	32
α_f	8	7	5

Tabela 1 – Coeficiente α_f .

Segundo a norma CEB FIB 1990, a energia de fratura do concreto G_f é a energia necessária para propagar uma fenda de tração de uma unidade de área. Na ausência de dados experimentais, G_f pode ser estimado pela equação 9.

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,7} \quad \text{(Equação 9)}$$

Onde f_{cm} é a resistência média a compressão do concreto em MPa e G_{f0} é o valor básico da energia de fratura dado na Tabela 2 em função do diâmetro máximo do agregado d_{max} .

$d_{max} (mm)$	$G_{f0} (Nmm/mm^2)$
8	0,025
16	0,030
32	0,058

Tabela 2 – Valores básicos da energia de fratura.

2.2 Modelo do dano plástico para o concreto (CDP)

O modelo baseia-se na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano Contínuo, no qual os conceitos de danos são incorporados em um modelo plástico (Sarturi, 2014), logo, conceitos de tensões efetivas da Mecânica do Dano serão utilizados para representar a perda de rigidez. No modelo CDP, o concreto e outros materiais são vistos como materiais coesivos com atrito, sendo que o dano ou perda de rigidez pode ser relacionada com a perda de coesão (Sarturi, 2014). Para as Figuras 3(a) e 3(b), tem-se o comportamento do concreto a tensão uniaxial de tração e de compressão, respectivamente, ambos disponíveis no manual do ABAQUS volume 3 e no trabalho de Jankowiak e Lodygowski (2013).

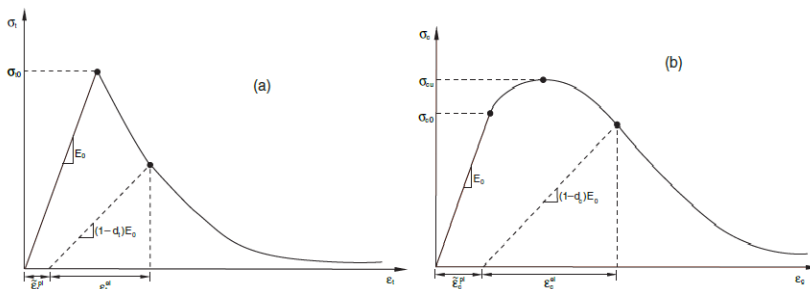


Figura 3 – Resposta do concreto para tensão uniaxial de tração (a) e compressão (b) (ABAQUS Anisyls User's Manual)

A resposta do concreto no diagrama tensão-deformação de tração segue uma relação elástico linear até ser alcançado o valor de tensão de falha σ_{10} , no qual a partir deste ponto, inicia-se o surgimento de microfissuras no concreto. Em valores superiores a esta tensão, o gráfico apresenta um amolecimento na curva induzindo a deformação localizada na estrutura de concreto, diminuindo a tensão e aumentando a deformação. Na Figura 3(b) o concreto está sob compressão uniaxial e a resposta é linear até que o valor de tensão de escoamento (σ_{c0}). A partir desta tensão, inicia-se o regime plástico, ocorre assim um aumento na tensão até ser atingida a tensão última (σ_{cu}), por consequência, há um amolecimento, diminuindo a tensão e aumentando a deformação.

Nos diagramas, pode-se notar que há uma mudança de valor no módulo de elasticidade no regime plástico, este valor é denominado de módulo de elasticidade danificado (ou efetivo), no qual é relacionado com o módulo de elasticidade inicial E_0 . A equação 10 apresenta a relação entre os módulos de elasticidade.

$$E^* = (1 - d) E_0 \quad (\text{Equação 10})$$

Onde:

E^* - valor do módulo de elasticidade danificado;

d - valor do dano na compressão (d_c) ou na tração (d_t) e pode ser encontrado pelas equações a seguir.

$$\sigma_t^* = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} \quad (\text{Equação 11})$$

$$\sigma_c^* = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:

σ_t^* e σ_c^* - valores de tensão efetiva de tração e compressão respectivamente;

σ_t e σ_c - valores de tensão nominal de tração e compressão respectivamente.

O valor do dano ocorre no intervalo de 0 a 1, ou seja, $d=0$ corresponde a um material totalmente integro e $d=1$ relaciona-se ao dano completo ou ao início do fraturamento. As deformações no concreto, podem-se relacionar conforme a equação 13.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{pl}; \varepsilon^e = \frac{\sigma}{E} \quad (\text{Equação 13})$$

Onde:

ε - deformação total;

ε^e - deformação elástica;

ε^{pl} - deformação plástica.

Realizando as operações necessárias, chegou-se a equação para a deformação plástica na tração e na compressão.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon^e - \frac{d_c \cdot \sigma_c}{(1 - d_c) \cdot E_0} \quad (\text{Equação 14})$$

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon^e - \frac{d_t \cdot \sigma_t}{(1 - d_t) \cdot E_0} \quad (\text{Equação 15})$$

Com isso, pode-se obter os valores do dano no concreto e conseqüentemente as deformações plásticas de acordo com cada tensão no regime plástico.

Para representar os demais valores referentes aos efeitos do estado multiaxial de tensões, quatro parâmetros são fundamentais para o modelo CDP, eles serão representados a seguir segundo Sarturi (2014).

- O valor de $\frac{f_{bo}}{f_{co}}$ é a razão entre as tensões de escoamento no ensaio equibiaxial (Ensaio com cargas aplicadas igualmente em dois eixos) e no ensaio uniaxial, o valor gira em torno de 1,16.
- K_c é a razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador. Seus valores variam entre $0,5 \leq K_c \leq 1$ sendo que $K_c=2/3$ é o mais utilizado.
- β representa o ângulo de dilatação medido no plano meridional p-q em pressões confinantes elevadas. Valores comumente usados para o concreto variam entre $35^\circ \leq \psi \leq 40^\circ$.
- m , correspondendo à excentricidade, sendo um valor pequeno que expressa a taxa de aproximação da hipérbole da sua assíntota no plano p-q. Seu valor varia entre $0 \leq m \leq 1$.

3 | COMPARAÇÃO TEÓRICO-EXPERIMENTAL

Para avaliação dos modelos, foi baseada no estudo realizado por Menon (2008) no qual foram modeladas vigas em concreto armado e posteriormente reforçadas com compósitos de fibra de carbono dispostas em “U”. As vigas foram igualmente dimensionadas com distância entre vãos de 222 cm e seção transversal de 12x25cm. O f_{ck} do concreto obtido aos 28 dias foi 31,20 MPa. As armaduras longitudinais de tração e compressão foram compostas por duas barras de aço CA-50 com 16 mm de diâmetro. A armadura transversal foi subdimensionada, composta por estribos de aço CA- 60 de 4,2 mm de diâmetro com espaçamento de 18cm (Figura 4).

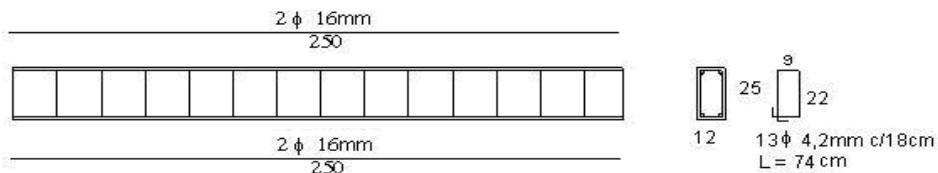


Figura 4 – Detalhamento da viga (MENON (2008))

Para o procedimento experimental realizado por Menon (2008), as vigas foram dispostas sobre apoios de segundo e primeiro gênero e posteriormente aplicada uma carga P por meio de um macaco hidráulico, como pode ser observado na Figura 5. As lâminas de PRFC foram nomeadas de 1A, 2A, 3A e 4A e dispostas externamente conforme as configurações a) e b) mostradas na Figura 5.

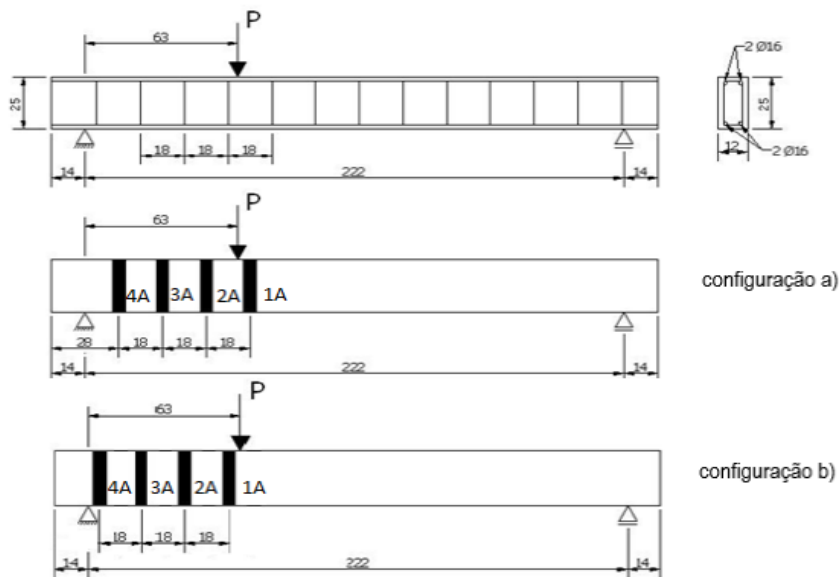


Figura 5 – Posicionamento das fibras nas vigas conforme configurações a) e b) (MENON (2008))

3.1 Viga sem reforço

A Figura 6 mostra o resultado numérico obtido juntamente com a curva experimental. A curva carga versus deslocamento da viga modelada atingiu um valor máximo de carga de 86kN enquanto a experimental um valor de 77kN, um erro de aproximadamente 11,7%. Porém a viga numérica apresenta um menor deslocamento de aproximadamente 0,75cm,

enquanto a experimental 0,87cm. Os resultados do modelo foram considerados aceitáveis, visto que foram adotados valores numéricos aproximados devido à falta de resultados experimentais que pudessem melhorar os resultados numéricos.

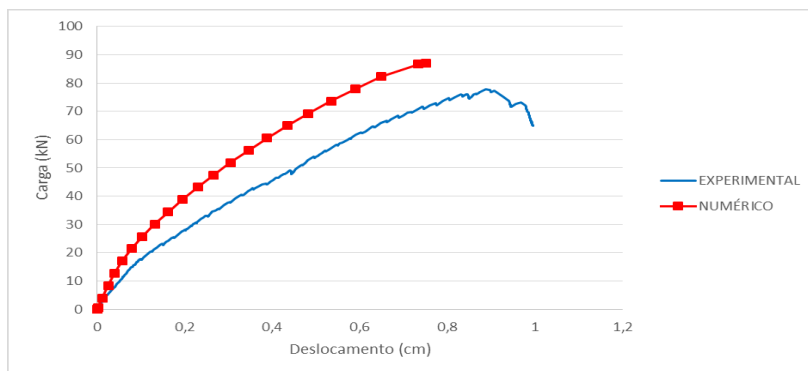


Figura 6 – Curva carga versus deslocamento para a viga experimental e numérica

A Figura 7 apresenta um comparativo entre as tensões no plano de cisalhamento (S23) e a região de rompimento da viga experimental (vão de cisalhamento). A análise desta figura mostra uma semelhança grande entre os modelos numérico e experimental, no qual a maior tensão de cisalhamento observada no modelo foi entre a aplicação de carga e o apoio de segundo gênero.

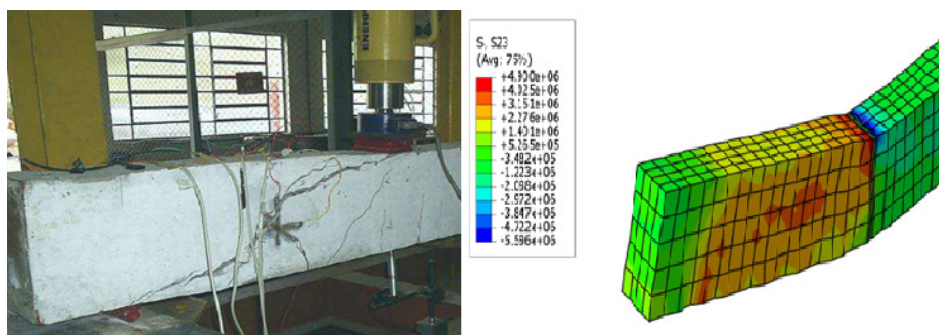


Figura 7 –Ruptura da viga referencial e tensões de cisalhamento no modelo

3.2 Viga reforçada externamente conforme configuração a)

Nota-se que, de acordo com a Figura 8, em comparação a viga de referência numérica (VRN), a reforçada (VREE) suportou um valor máximo de carga de 96kN, um valor aproximadamente 10,4% maior e um deslocamento de 1,27cm, aproximadamente

69,3% a mais que a sem reforço.

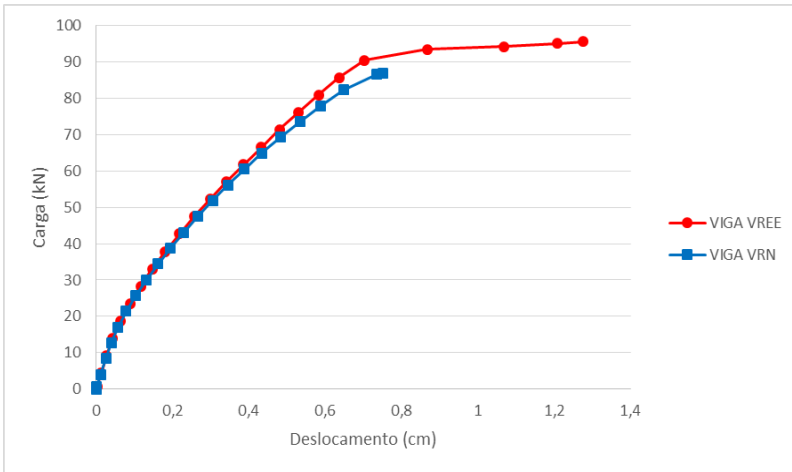


Figura 8 – Curva carga versus deslocamento para as vigas VRN e a VREE

A Figura 9 apresenta as tensões no plano de cisalhamento (S23) mostrando que os laminados de PRFC absorveram boa parte das tensões de cisalhamento.

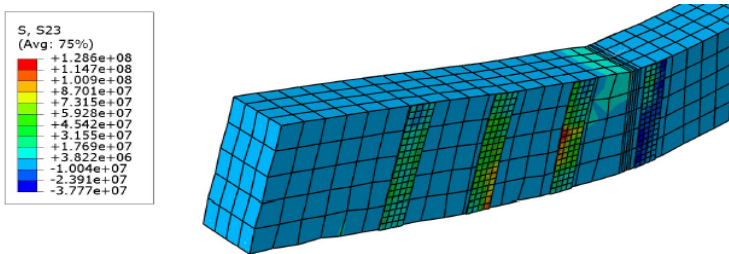


Figura 9 – Tensões de cisalhamento para a viga reforçada (AUTOR (2016))

A Figura 10 representa que ambas as fibras localizadas no vão de cisalhamento não contribuem para a capacidade resistente de carga no início do carregamento. O reforço começa a contribuir para a resistência por volta de 23kN, para a fibra 2A, enquanto para a fibra 3A o reforço começa a atuar com aproximadamente 42kN. A fibra 4A foi solicitada a partir dos 66kN e a 1A pouco foi solicitada. Posteriormente, as deformações das fibras continuam a aumentar, até quando atingiu a ruptura frágil. Neste caso, a fibra não apresenta a ruptura, pois a análise foi encerrada antes que esta pudesse ser observada.

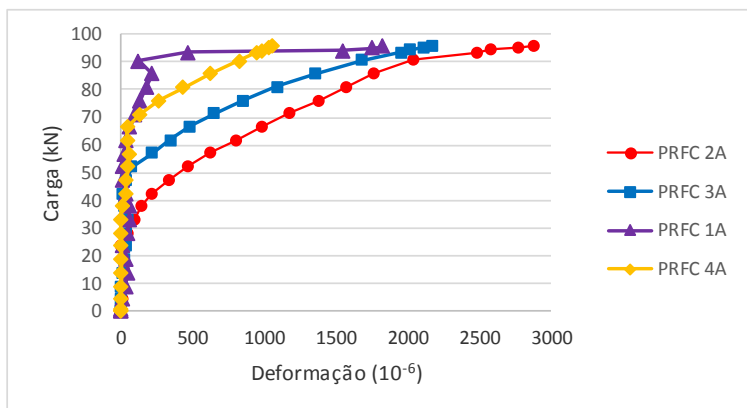


Figura 10 – Curva carga versus deformação para fibras 1A, 2A, 3A e 4A

3.3 Viga reforçada externamente conforme configuração b)

Após as análises com a viga reforçada conforme a configuração a) (viga VREE), reforçou-se a mesma com as fibras de carbono na posição b). A Figura 11 apresenta a curva carga versus deslocamento da viga com reforço (viga VRSE). Em comparação a viga VREE, a viga VRSE suportou um valor máximo de carga de 94,3kN, 1,77% menor que a viga com a configuração a) e um deslocamento de 0,91cm, 28,3% menor que a viga VREE.

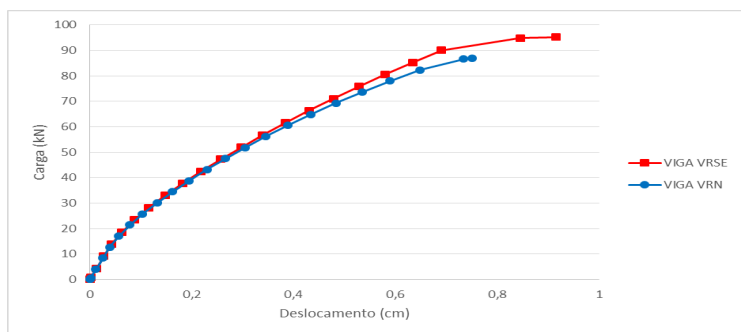


Figura 11 – Curva carga versus deslocamento para as vigas VRN e VRSE

A Figura 12 apresenta as tensões no plano de cisalhamento (S23) apresentando resultados semelhantes ao da viga reforçada conforme a segunda configuração, mostrando que os laminados de PRFC absorveram boa parte das tensões de cisalhamento.

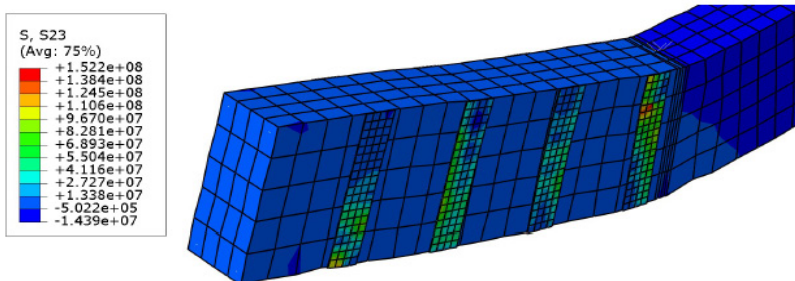


Figura 12 – Tensões de cisalhamento para a viga reforçada (configuração b))

A Figura 13 apresenta que a fibra 4A, mais próxima ao apoio de segundo gênero, foi pouco solicitada, visto que as maiores tensões e fissuras ocorrem mais próximo da aplicação de carga. Com relação as fibras 3A e 2A, apresentam maiores deformações a partir de cargas entre 40kN e 50kN representando que o reforço foi requisitado a partir deste intervalo de valores. A fibra 1A apresenta solicitação quase no início da análise, isso ocorre devido à grande tensão gerada próximo a carga, diferentemente da análise da fibra colada fora do vão de cisalhamento.

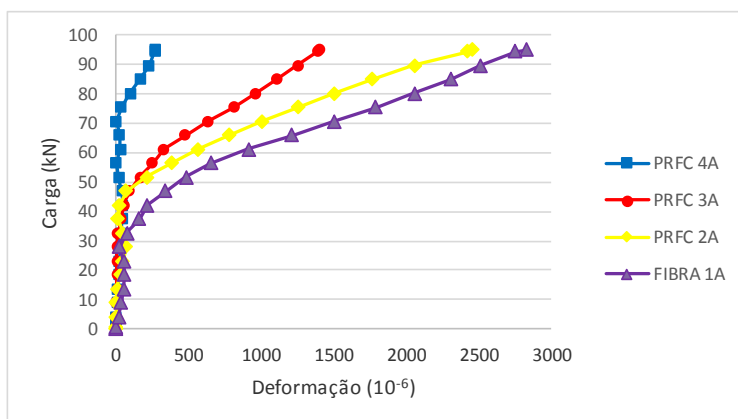


Figura 13 – Curva carga *versus* deformação para fibras 1A, 2A, 3A e 4A - configuração b)

4 | CONCLUSÕES

O problema apresentou ser abrangente, abordando assuntos como: Mecânica do Dano, Modelos Constitutivos, Teoria da Plasticidade e diversas modelagens.

A norma europeia CEB FIB de 1990 apresenta a curva de compressão como “realística” e na tração, um complemento com fissuras, no qual foi adotada no referente

trabalho para os cálculos de dano e deformações plásticas do concreto. Logo, essas curvas “realísticas” foram de profunda importância para a realização das simulações que se sucederam, comparando-se as curvas obtidas numericamente com as curvas teóricas, obtendo-se resultados muito próximos, representando bem o concreto na tração e compressão.

Em uma modelagem numérica as considerações do modelo, das interações e outros fatores são pontos fundamentais na modelagem do concreto armado em softwares de elementos finitos. Observou-se que ao adotar a interação tipo “Embedded Region” considerada como aderência perfeita entre o concreto e o aço, os resultados foram semelhantes, com uma diferença de 11,7% entre os carregamentos máximos que a viga suportou em experimental e numérico em uma análise 100% no software. Modelou-se o aço como perfeita adesão no concreto sendo que a perda de aderência na interface concreto/aço não foi considerada, logo esta simulação proporcionou uma resistência um pouco maior que a real.

Comparando-se os resultados numéricos para os sistemas de reforço externo de laminados de PRFC colados, nota-se que assim como os resultados experimentais observado por Menon (2008), as lâminas de fibra de carbono coladas entre os estribos apresentaram um desempenho de 1,77% maior. Pela análise experimental os sistemas que utilizaram as lâminas coladas na superfície do concreto na configuração a), as vigas romperam-se por cisalhamento enquanto que as coladas na configuração b), algumas romperam-se por flexão e outras por cisalhamento. As lâminas restringiam a deformação e a fissuração entre as faixas para a configuração a). No outro caso, as lâminas eram coladas na superfície e verificou-se que não seguravam a fissuração provocando o descolamento do PRFC permitindo a formação de fissura diagonal de cisalhamento.

Além disso, as fibras colocadas a grandes distâncias da aplicação de carga ou fora do vão de cisalhamento apresentaram pouca sollicitação (Figura 10 e Figura 13), sendo as fibras 2A e 3A suportaram valores de tensões de cisalhamento e deformações semelhantes e as fibras mais solicitadas foram as que se aproximaram da região de aplicação de carga. Assim, notou-se que ao se aproximar da aplicação de carga as fibras de carbono tendem a se deformar mais.

Por fim as análises numéricas mostraram-se apropriadas para problemas que envolvem simulações do concreto armado, no qual observou-se várias necessidades de avaliações mais complexas dos modelos numéricos adotados, apesar disso, os resultados verificados estão de acordo com a literatura e os resultados experimentais.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI 318 – **Building Code Requirements for Structural Concrete**. ACI Committee 318. Detroit, 2019.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI 440.2R-02 – **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**. Farmington Hills, MI, USA, 2017.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, “**CEB-FIP Model Code 1990**” Thomas Telford Services Ltd., London, Great Britain, 1993.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures. Technical report by task group 9.3 FRP reinforcement for concrete structures**, Fédération Internationale du Béton – fib Bulletin 14, 130p. Lausanne Switzerland. Julho, 2001.

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

PERELLES, D.H. **Estudo analítico do comportamento de uma viga biapoiada de concreto armado reforçada com um compósito de fibra de carbono**. Tese de mestrado em engenharia civil. Departamento de construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Curitiba, Brasil, 2013.

SARTURI, F.D.M. **Simulação computacional de estruturas de concreto reforçadas com aço e compósitos de fibra de carbono**. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

SOUZA, V. & RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1ª edição. Editora PINI, 1998. 245p.

TAKEYA, T. **Análise Experimental de Estruturas – Notas de Aula**. EESC-USP, São Carlos, SP 2000.

APLICAÇÃO DE REFORÇO TRANSVERSAL CONTÍNUO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO: COMPARAÇÃO COM ESTRIBOS CONVENCIONAIS

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 05/11/2020

Andrei Lucas Müller

Fundação Universidade Regional de Blumenau
Departamento de Engenharia Civil
Blumenau – Santa Catarina

Abrahão Bernardo Rohden

Fundação Universidade Regional de Blumenau
Departamento de Engenharia Civil
Blumenau – Santa Catarina
<http://lattes.cnpq.br/0220275442286318>

Lúcio Flávio da Silveira Matos

Fundação Universidade Regional de Blumenau
Departamento de Engenharia Civil
Blumenau – Santa Catarina
<http://lattes.cnpq.br/1207760272448204>

RESUMO: O estribo contínuo, daqui em diante referido como CTR, consiste em armadura de aço dobrada industrialmente para satisfazer o espaçamento especificado no projeto estrutural. O CTR tornou-se objeto de interesse por ser uma alternativa aos estribos convencionais em projetos de concreto armado. Este produto inovador é semelhante ao espiral circular, mas tem uma seção transversal retangular. O aço é dobrado nas dimensões especificadas e comprimido para ser transportado. O CTR é desatado no canteiro de obras, o que permite sua expansão para o espaçamento necessário. Este processo proporciona uma redução no tempo e no consumo de mão-de-obra durante a montagem

das armaduras. O objetivo deste trabalho foi comparar o desempenho do CTR com o estribo convencional em vigas de concreto armado. Para isso foram moldadas 18 vigas com dimensões de 10 cm de largura, 15 cm de altura e 55 cm de comprimento. Estas vigas foram divididas em seis grupos de três exemplares. Foram moldados dois grupos de controle, sendo um onde as vigas não apresentavam armadura transversal e um grupo com armadura convencional com estribos com espaçamento de 7,5 cm. Nos demais grupos foram testados CTR com espaçamentos de 7,5 cm, 5,0 cm e 10 cm. As vigas foram carregadas com incremento de carga de 300 kgf até a ruptura. Foi determinada a flecha para cada nível de carregamento das vigas. Também se anotou o aparecimento da primeira fissura. Para análise dos resultados empregou-se análise de variância e *Teste-t* na comparação entre as diferentes combinações. Como resultados observou-se que houve diferença significativa entre as cargas de ruptura das vigas do grupo de controle onde não havia armadura transversal comparada aos demais grupos. Contudo não foi encontrada diferença significativa entre os demais grupos. O desempenho da armadura com estribos convencionais e com CTR com os diferentes espaçamentos foram equivalentes.

PALAVRA-CHAVE: Cisalhamento; estribo contínuo; concreto armado.

APPLICATION OF CONTINUOUS TRANSVERSE REINFORCEMENT IN REINFORCED CONCRETE DESIGN: COMPARISON WITH CONVENTIONAL STIRRUPS

ABSTRACT: The continuous stirrup, hereinafter referred to as CTR, consists of an industrially bent steel armature to satisfy the spacing specified in the structural design. CTR has become an object of interest because it is an alternative to conventional stirrups in reinforced concrete projects. This innovative product is similar to circular spiral but has a rectangular cross-section. The steel is folded in the specified dimensions and compressed to be transported. The CTR is untied at the construction site, which allows it to expand to the required spacing. This process provides a reduction in the time and the consumption of labor during the assembly of the reinforcements. The objective of this work was to compare the performance of CTR with the conventional stirrup in reinforced concrete beams. For this, 18 beams were molded with dimensions 10 cm wide, 15 cm high and 55 cm long. These beams were divided into six groups of three. Two control groups were molded, one where the beams did not have transverse reinforcement and a group with conventional reinforcement with stirrups with spacing of 7.5 cm. In the other groups, CTR were tested with spacing of 7.5 cm, 5.0 cm and 10 cm. The beams were loaded with a load increment of 300 kgf until rupture. The arrow was determined for each loading level of the beams. The first fissure was also noted. For the analysis of the results we used analysis of variance and Test-t in the comparison between the different combinations. As results it was observed that there was a significant difference between the burst loads of the beams of the control group where there was no transverse reinforcement compared to the other groups. However, no significant difference was found between the other groups. The performance of the reinforcement with conventional stirrups and with CTR with the different spacings were equivalent.

KEYWORDS: Shear; continuous transverse reinforcement; reinforced concrete.

1 | INTRODUÇÃO

A construção civil no Brasil sofreu grandes alterações ao longo dos últimos 50 anos. Contudo o concreto armado continua sendo a solução mais utilizável na maioria das obras de pequeno, médio e grande porte, para distintas finalidades como residenciais, comerciais e industriais. Como uma peça fundamental nas estruturas de concreto armado tem-se as vigas, que são estruturas horizontais onde recebem cargas de laje, paredes e até mesmo de pilares, chamadas de vigas de transição.

As vigas são formadas por barras longitudinais e transversais. As barras longitudinais são as que têm normalmente diâmetros maiores, e são responsáveis por resistirem às solicitações de esforços chamados de momento fletor. Já as armaduras transversais, chamadas usualmente de estribos, são responsáveis por resistirem a esforços cortantes ou cisalhamento.

Os estribos convencionais comumente são barras de pequenos diâmetros, espaçados conforme a solicitação do esforço cortante ou pelo espaçamento máximo admitido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Em obras de pequeno porte os estribos são

fabricados *in loco* pelo próprio ferreiro, cortando pedaços de uma barra de pequeno diâmetro, geralmente barras de diâmetro de 5 mm, e dobrando, formando um retângulo como também pode ser adquirido já dobrado. Estes são amarrados em seus vértices, um a um, com um fio de arame recozido, nas barras longitudinais.

Até os anos 1970 era usualmente as bibliografias apresentarem uma armadura chamada de cavale. Os cavaletes eram barras de diâmetro maior que os estribos, que iam na direção longitudinal da viga, com uma parte na face inferior subindo em diagonal até a face superior, descendo novamente em diagonal na face inferior e assim sucessivamente. A função desse tipo de armadura era ajudar a combater os esforços cortantes. Essas barras eram normatizadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), no entanto foram abolidas.

Visando em facilitar este processo de corte e dobra, e também querendo reduzir o tempo de serviço e o desperdício de material na obra, foi desenvolvido um estribo contínuo. Este estribo se diferencia por ser feito com uma barra única que forma uma espécie de sanfona que se liga da face superior a face inferior por diagonais. Em cada face os estribos são amarrados em seus vértices nas barras longitudinais, fixando os estribos esticados na viga.

Os estribos convencionais, cortados, dobrados e amarrados um a um nas barras longitudinais, são normatizados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) em que se tem mensurado a resistência ao esforço cortante quanto ao seu tamanho, diâmetro e espaçamento. Já os estribos contínuos, também conhecidos na literatura internacional como continuous transverse reinforcement (CTR), ainda não possuem normatização, constituem-se uma inovação que já está sendo utilizado em obras. Contudo será que poderia ser adotado o mesmo espaçamento do estribo convencional para o estribo contínuo? Ou ainda, pelo fato de ser um estribo único, se tornaria mais eficaz, podendo aumentar o seu espaçamento?

Na maioria das obras a maneira mais comum ainda adotada para combater esforços de cisalhamento em vigas é com a utilização de estribos verticais individuais com no mínimo dois ramos. A adoção de um novo modelo de estribo, com seus ramos inclinados e peças contínuas, utilizados em vigas de concreto armado, podem trazer alguns questionamentos técnicos em relação ao seu comportamento estrutural, o que pode levar alguns profissionais, graduados ou não, a rejeitar a utilização desse novo dispositivos em seus projetos.

Assim, o objetivo deste trabalho é avaliar a eficiência dos estribos contínuos comparando os mesmos com estribos convencionais.

2 | CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) as vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante. São elementos em forma de barra, normalmente retas e horizontais, tem como função receber as cargas das lajes, de outras vigas, de paredes e eventualmente de pilares. A viga bi apoiada (figura 1), submetida a duas forças P iguais e

equidistantes dos apoios, é armada com barras longitudinais tracionadas e com estribos, para resistir os esforços de flexão e de cisalhamento, respectivamente.

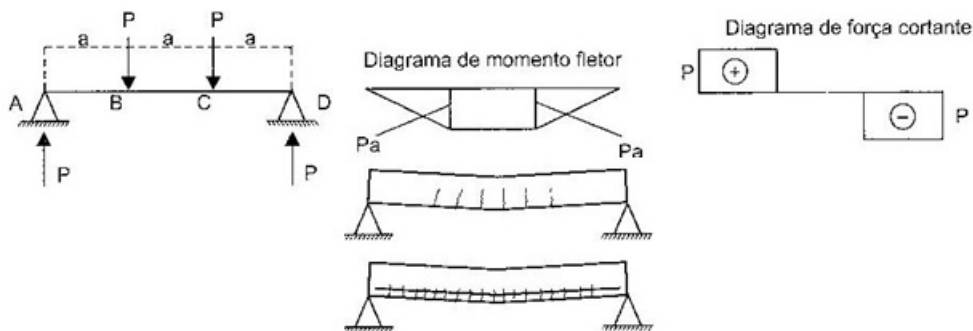


Figura 1 – Comportamento de uma viga de concreto simplesmente apoiada

Fonte: Carvalho; Filho, 2016.

Para pequenos valores da força P , enquanto a tensão de tração for inferior à resistência do concreto à tração na flexão, a viga não apresenta fissuras, ou seja, as suas seções permanecem no Estádio I. Nessa fase, origina-se um sistema de tensões principais de tração e de compressão.

Com o aumento do carregamento, no trecho de momento máximo (entre as forças), a resistência do concreto à tração é ultrapassada e surgem as primeiras fissuras de flexão (verticais). Nas seções fissuradas a viga encontra-se no Estádio II e a resultante de tração é resistida exclusivamente pelas barras longitudinais. No início da fissuração da região central, os trechos junto aos apoios, sem fissuras, ainda se encontram no Estádio I.

Continuando o aumento do carregamento, surgem fissuras nos trechos entre as forças e os apoios, as quais são inclinadas, por causa da inclinação das tensões principais de tração σ_1 (fissuras de cisalhamento). A inclinação das fissuras corresponde aproximadamente à inclinação das trajetórias das tensões principais, isto é, aproximadamente perpendicular à direção das tensões principais de tração.

Com carregamento elevado, a viga, em quase toda sua extensão, encontra-se no Estádio II. Em geral, apenas as regiões dos apoios permanecem isentas de fissuras, até a ocorrência de ruptura na região central da viga. A figura 2 indica a evolução da fissuração de uma viga de seção T, para vários estágios de carregamento.

O modelo clássico de treliça foi idealizado por Ritter e Mörsch, no início do século XX, se baseia na analogia entre uma viga fissurada e uma treliça. Considerando uma viga biapoada de seção retangular, Mörsch admitiu que, após a fissuração, seu comportamento é similar ao de uma treliça como a indicada na figura 3. Nesta o banzo superior compreende

o cordão de concreto comprimido; banzo inferior é equivalente a armadura longitudinal de tração; diagonais comprimidas são equivalentes as bielas de concreto entre as fissuras; e por fim as diagonais tracionadas compreendem as armaduras transversais (os estribos).

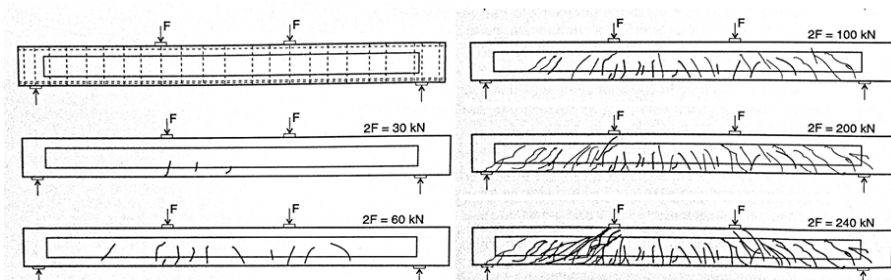


Figura 2 – Evolução da fissuração.

Fonte: FUSCO, 1995.

Na figura 3 está indicada armadura transversal inclinada e perpendicular formada por estribos. Essa analogia de treliça clássica considera as seguintes hipóteses básicas: fissuras, e, portanto, as bielas de compressão, com inclinação de 45° ; e os banzos paralelos; treliça isostática; portanto, não há engastamento nos nós, ou seja, nas ligações entre os banzos e as diagonais; e também que as armaduras de cisalhamento com inclinação entre 45° e 90° . Contudo, resultados de ensaios comprovam que há imperfeições na analogia de treliça clássica. Isso se deve principalmente a três fatores: primeiro a inclinação das fissuras é menor que 45° ; segundo em função de os banzos não serem paralelos; há o arqueamento do banzo comprimido, principalmente nas regiões dos apoios; e também pelo fato de a treliça ser altamente hiperestática; ocorre engastamento das bielas no banzo comprimido, e esses elementos comprimidos possuem rigidez muito maior que a das barras tracionadas.

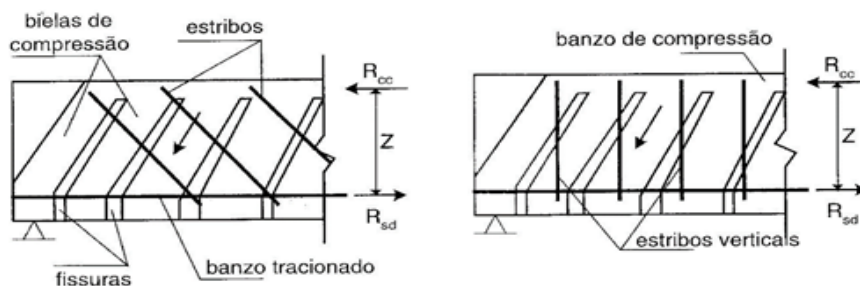


Figura 3 – Analogia da Treliça de Morsch.

Fonte: Araújo, 2003.

Para um cálculo mais refinado, tornam-se necessários modelos que considerem melhor a realidade do problema. Por esta razão, como modelo teórico padrão, adota-se a analogia de treliça, mas a este modelo são introduzidas correções, para levar em conta as imprecisões verificadas.

Numa viga de concreto armado submetida a flexão simples, vários tipos de ruína são possíveis, entre as quais as ocasionadas pela força cortante são: ruptura por esmagamento da biela, ruptura da armadura transversal, ruptura do banzo comprimido devida ao cisalhamento. A NBR 6118 (ABNT, 2014), admite dois modelos de cálculo para determinação de área da armadura transversal, que pressupõem analogia com modelo de treliça de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares, traduzidos por uma parcela adicional V_c , onde V_c é parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça (resistência ao cisalhamento da seção sem armadura transversal). Sendo que nos dois modelos, devem ser consideradas as seguintes etapas de cálculo: verificação da compressão na biela; cálculo da armadura transversal; deslocamento al do diagrama de força no banzo tracionado.

No modelo I da NBR 6118 (ABNT, 2014) admite-se: as bielas com inclinação $\theta = 45^\circ$; força cortante de cálculo (V_c) constante, independente de V_{sd} . Já o modelo II considera: bielas com inclinação θ entre 30° e 45° ; e também que V_c diminui com o aumento de V_{sd} .

3 I PESQUISAS EXPERIMENTAIS ANTERIORES EMPREGANDO ESTRIBOS CONTÍNUOS

Um dos primeiros trabalhos encontrados na literatura internacional sobre o emprego dos estribos contínuos remetem as Universidades italianas de Bergamo e de Florença. Riva (2009) comparou o desempenho de pilares com estribos contínuos com pilares armados com estribos convencionais especificados de acordo com normas Europeias. O objetivo do estudo era avaliar o desempenho dos estribos contínuos à carregamentos cíclicos importantes, especialmente para pilares submetidos a sismos. Os resultados relatados por Riva (2009) demonstram que os estribos contínuos proporcionam desempenho equivalente em termos de resistência e ductilidade quando comparado aos estribos convencionais. Já Bartoli (2009) investigou a aplicação dos estribos contínuos em vigas buscando avaliar a sua eficiência no combate aos esforços de cisalhamento. Foram elaborados dois grupos de vigas solicitadas por cargas pontuais, um foi concebido para romper por cisalhamento e o outro para romper por flexão. Foram estudadas vigas empregando estribos contínuos e vigas empregando estribos retangulares que atendiam aos requisitos do ACI 318-11. Como resultado, Bartoli (2009) encontrou relações de carga-deflexão semelhantes para os dois tipos de estribos estudados.

Borges (2012) realizou um experimento com seis vigas, sendo três com estribos convencionais e três com estribos contínuos, como mostrado na figura 4. O experimento

realizado por Borges (2012) empregou armadura principal composta de 2 barras de diâmetro 16 mm e estribos com dimensões de 7 x 20 cm e com diâmetro de 5 mm. A armadura superior era composta de duas barras de 6,3 mm. O espaçamento entre os estribos foi padronizado em 13 cm. Borges (2012) constatou que as vigas com estribos contínuos tiveram pequena vantagem quando comparadas com as vigas que continham estribos verticais em relação ao aparecimento das primeiras fissuras, influenciando diretamente na quantidade e principalmente na abertura máxima. Ainda segundo Borges (2012) a forma de ruptura foi semelhante em ambos os modelos analisados. No entanto, os estribos verticais apresentaram o valor da carga de ruptura 13,09% superior as vigas com contínuos. Contudo, o autor conclui que os estribos contínuos são mais eficientes que os estribos convencionais pois as vigas não são dimensionadas para chegar à ruptura, e que os estribos contínuos apresentaram melhores resultados quanto ao aparecimento de fissuras.

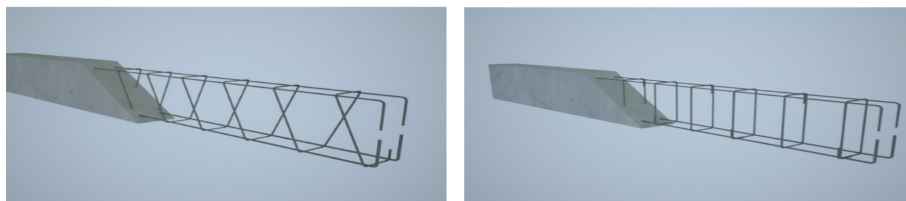


Figura 4 – Estribos contínuos e estribos convencionais.

Fonte Borges (2012).

Müller (2013) realizou um dos mais abrangentes, sobre o tema, no qual avaliou a capacidade dos estribos contínuos comparando-os aos estribos convencionais, bem como avaliou a aplicabilidade dos métodos de projeto atuais. O autor concluiu que os estribos contínuos podem ser empregados em vigas no combate ao cisalhamento. Os tipos de falha foram equivalentes, a capacidade de carga, a largura das fissuras e os padrões de fissuras ocorreram em todas as vigas empregando estribos contínuos ou estribos convencionais, como pode ser vista na figura 2. Müller (2013) também concluiu que a capacidade axial de pilares com estribos contínuos é essencialmente a mesma que aquelas com estribos convencionais.

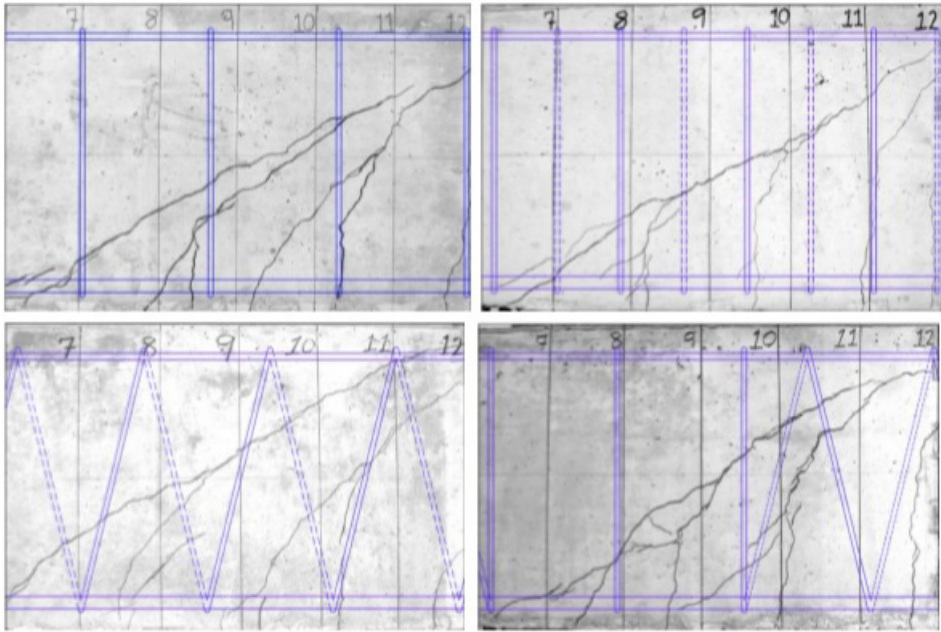


Figura 5 - Formação de fissuras com sobreposição de padrão de aço transversal.

Fonte: Müller (2013).

Souza et al. (2016) realizaram experimento com duas vigas com seção T. Uma com estribos convencionais e outra com estribos contínuos. No experimento as vigas receberam ampla instrumentação e os autores concluíram que de acordo com a proximidade dos valores experimentais e teóricos, encontrados, a utilização de estribos contínuos se adequa às recomendações de dimensionamento à força cortante, contidas na NBR 6118 (ABNT, 2014). Os referidos autores afirmam ainda que os estribos contínuos podem ser usados com segurança no detalhamento das armaduras resistentes à força cortante.

4 | MATERIAIS E MÉTODOS

Este estudo aborda a resistência de vigas de concreto armado usando diferentes tipos de armaduras transversais e considerando o limite da resistência do concreto a compressão. Esta pesquisa dar-se-á de forma quantitativa, já que, com resultados expressos através de comparações numéricas entre os corpos de provas gerados a partir de estribos contínuos e os corpos de prova gerados a partir de estribos convencionais. As comparações são realizadas através da análise das resistências à ruptura atingidas por cada viga após 28 dias da moldagem.

4.1 Materiais

Na figura 6 são apresentadas as seis combinações de vigas estudadas no presente trabalho. A viga número 1 foi empregada como sendo uma referência, não sendo empregados estribos. Foram somente empregados três conectores para manter a armadura longitudinal, constituída de 2 Ø 10,0 mm, na posição correta durante a concretagem, como ilustra a figura 7. A viga número 2 apresentou estribos retangulares convencionais com espaçamento de 7,5 cm, atendendo a NBR 6118 (ABNT, 2014) nos requisitos de projeto quanto ao espaçamento máximo de estribos, que é definido em função da altura máxima efetiva da viga. A armadura longitudinal de todas as vigas foi 2 Ø 10,0 mm, e os estribos eram constituídos de barras de diâmetro de 7 Ø 5 mm, como mostra a figura 8. Já a viga 3 e a viga 4 apresentam estribos contínuos com mesmo espaçamento da viga 2, como mostra a figura 9 e a figura 10. Já a viga 5 apresenta estribo contínuo com espaçamento de 5 cm, menor do que a viga de referência. Na figura 6 é apresentado um esquema da viga 5 e na figura 11 é mostrada a mesma antes da concretagem. Por fim a viga 6 é composta de estribo contínuo com espaçamento maior do que a viga de referência, empregou-se um espaçamento de 10 cm, como está representado na figura 6 e a figura 12.

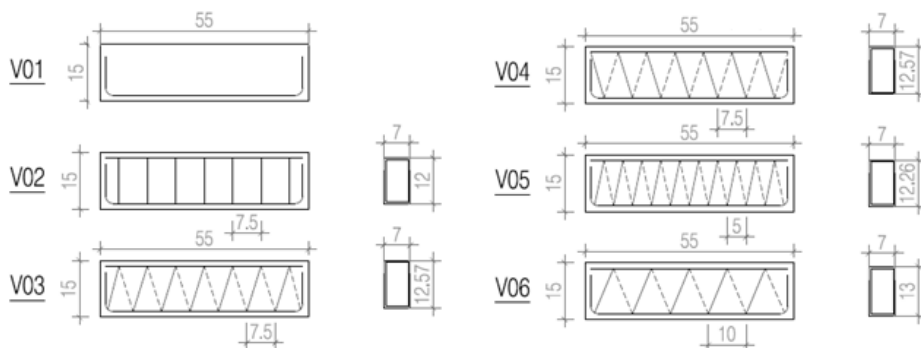


Figura 6 – Projeto para produção das armaduras.

Todas as vigas apresentam o mesmo comprimento (55 cm) e a mesma seção transversal (10 cm x 15 cm). O cobrimento adotado em todas as vigas foi de 1,5 cm. Nota-se que devido a inclinação dos estribos contínuos, os mesmos devem ser fabricados com um comprimento maior do que o convencional, para que possa manter a altura da armadura igual.



Figura 7 – Armadura V01 sem estribos, somente armadura principal 2 Ø 10,0 mm.

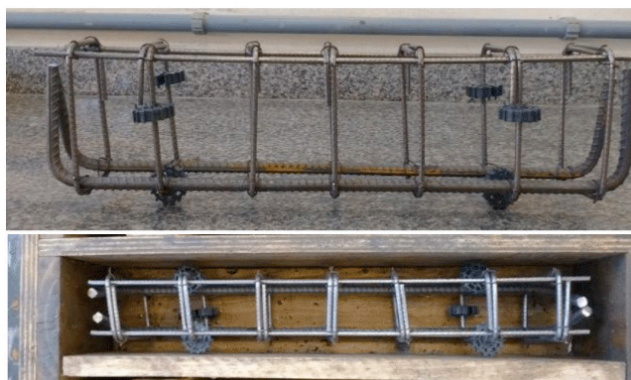


Figura 8 – Armadura V02 com estribos convencionais 1 Ø 5,0 mm c/ 7,5 cm.



Figura 9 – Armadura V03 com estribos contínuos com Ø 5,0 mm e espaçamento de 7,5 cm.

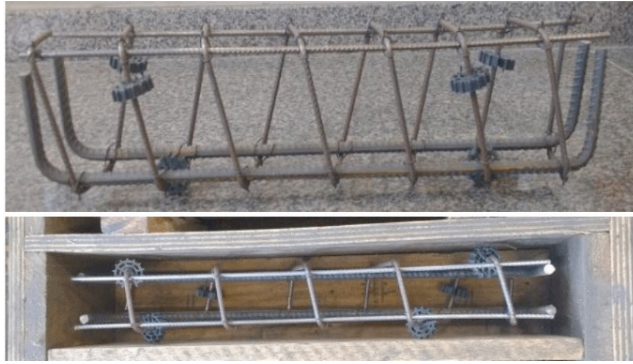


Figura 10 – Armadura V04 com estribos contínuos com \varnothing 5,0 mm e espaçamento de 7,5 cm (= a V03).

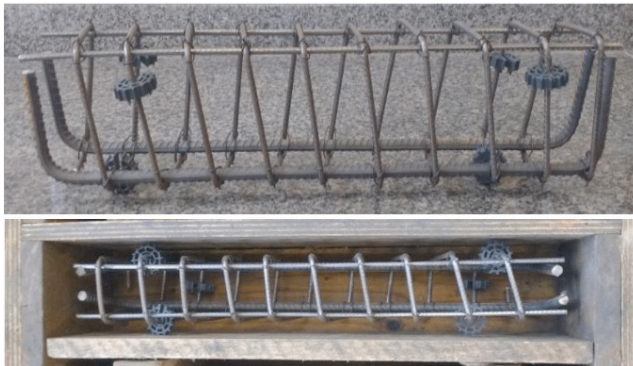


Figura 11 – Armadura V05 com estribos contínuos com \varnothing 5,0 mm e espaçamento de 5,0 cm.



Figura 12 – Armadura V06 com estribos contínuos com \varnothing 5,0 mm e espaçamento de 10,0 cm.

Foram produzidos 3 exemplares de cada uma das vigas. A concretagem das vigas aconteceu em duas etapas distintas em função e do tamanho do misturador de concreto do Laboratório de Construção Civil da Universidade Regional de Blumenau. Assim as vigas

V01 A, B e C; V02 A, B e C; e V03 A, B e C foram moldadas na primeira betonada e as vigas V04 A, B e C; V05 A, B e C; e V06 A, B e C, foram moldadas na segunda betonada. O traço empregado nas moldagens foi adotado de Chies *et al.* (2012) e é apresentado na tabela 1.

Traço unitário	Materiais kg/m ³			Relação a/c	Abatimento mm
	Cimento	Agregado miúdo	Agregado graúdo		
1:3,99:4,92	230	918	1131	0,80	100

Tabela 1 - Composição das misturas e relações água/cimento

O cimento utilizado foi o cimento CPV – ARI, como agregado miúdo empregou-se areia média (80%) e areia fina (20%), como agregado graúdo empregou-se brita zero. Além da moldagem das vigas também foram moldados corpos de prova para determinação do fck estimado de cada uma das duas misturas.

4.2 Métodos

As vigas e os corpos de prova foram ensaiados na idade de 28 dias. Os corpos de prova foram rompidos de acordo com a norma NBR 5739 (ABNT, 2007). As vigas foram ensaiadas com auxílio de uma prensa universal EMIC com capacidade de 300 kN. Para determinação das deformações foi empregado o medidor digital *Ab Solute da Mitutoyo* com precisão de 0,0005 mm fixado em um suporte paralelo a viga para medir a deflexão longitudinal no centro da viga conforme o carregamento, como ilustram as figuras 13 e 14.



Figura 13 – Ensaio da viga vista frontal.



Figura 14 – Ensaio da viga vista dos fundos.

O processo de aplicação de carga e a leitura da respectiva deformação foram feitas manualmente. A cada 300 kgf aplicados pela prensa, era parado o ensaio e feito a leitura da deflexão no relógio comparador e retomado a aplicação da carga. Com o aumento do carregamento era monitorado, na lateral das vigas, o surgimento das fissuras. Todo o carregamento das vigas foi realizado de forma gradual, sem produzir impacto.

5 | RESULTADOS

Na tabela 2 são apresentados os valores de resistência à compressão dos corpos de prova moldados nas duas concretagens realizadas. Também é apresentada a média e o desvio padrão dos valores bem como o valor do fck estimado para cada moldagem. Os valores de fck estimados permitem classificar os concretos produzidos como classe C 20 de acordo com a NBR 8953 (ABNT, 2015).

A figura 15 apresenta os gráficos de carga versus deformação do ensaio das vigas sem estribos. Nas figuras 16, 17 e 18 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V01-A, V01-B e V01-C, respectivamente.

1° Moldagem – VIGA 1 / VIGA 2 / VIGA 3				2° Moldagem - VIGA 4 / VIGA 5 / VIGA 6			
CP	RESISTÊNCIA (MPa)	CP	Resistência (MPa)	CP	RESISTÊNCIA (MPa)	CP	RESISTÊNCIA (MPa)
1	25,60	11	25,60	1	23,10	11	25,20
2	26,60	12	25,80	2	24,20	12	24,70
3	25,60	13	25,90	3	25,00	13	25,50
4	25,00	14	25,00	4	24,60	14	23,70
5	24,20	15	25,10	5	24,60	15	26,20
6	24,90	16	24,60	6	24,70	16	24,10
7	25,20	17	25,70	7	24,30	17	23,90
8	26,60	18	25,50	8	23,90		
9	25,30	19	25,20	9	24,20		
10	24,70			10	25,10		
Média (MPa)		25,37		Média (MPa)		24,53	
Desvio padrão (MPa)		0,62		Desvio padrão (MPa)		0,74	
Fck estimado (MPa)		24,4		Fck estimado (MPa)		23,3	

Tabela 2 – Resistências de cada uma das moldagens

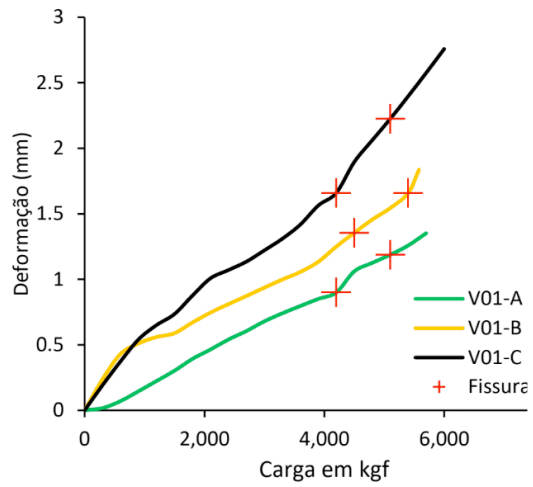


Figura 15 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V01-A, V01-B e V01-C.



Figura 16 – V01-A fissuras após o ensaio.

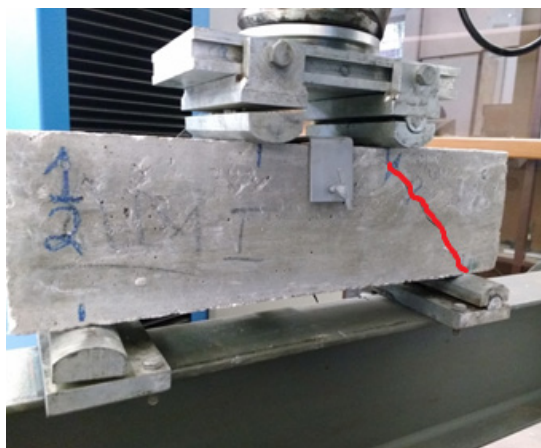


Figura 17 – V01-B fissuras após o ensaio



Figura 18 – V01–C fissuras após o ensaio.

Na figura 19 é apresentado os gráficos de carga versus deformação do ensaio das vigas com estribos retangulares que atendem as exigências da NBR 6118 (ABNT, 2014). A carga estimada, de acordo com os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2014), como resistência flexão da viga corresponde a 5.000 kgf. A ruptura prevista para a viga se daria por flexão. Comparando-se as cargas de ruptura das vigas V01 e V02 é possível identificar o aumento da carga de ruptura que se deve ao aumento da resistência do elemento em função do efeito do confinamento do concreto em função dos estribos. Nas figuras 21, 22 e 23 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V02-A, V02-B e V02-C, respectivamente.

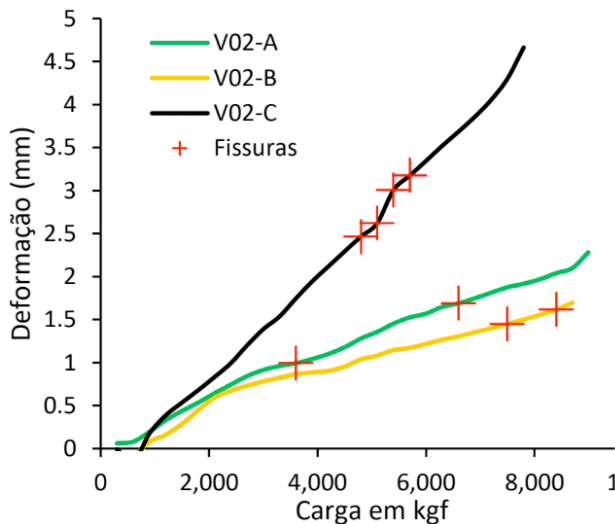


Figura 19 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V02-A, V02-B e V02-C.

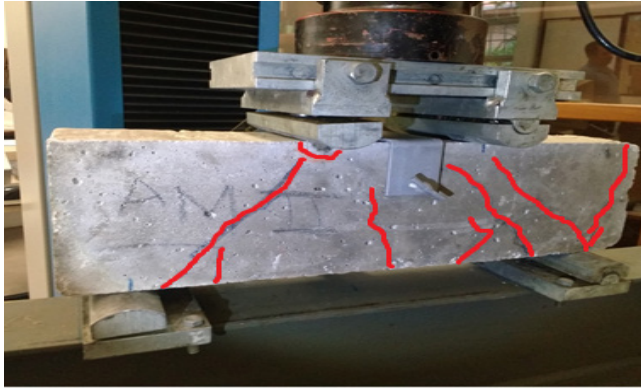


Figura 20 – V02–A fissuras após o ensaio.



Figura 21 – V02–B fissuras após o ensaio.



Figura 22 – V02–C fissuras após o ensaio.

A figura 23 e 27 apresentam os gráficos de carga versus deformação do ensaio das vigas com estribos contínuos com espaçamento de 7,5 cm. Nas figuras 24, 25 e 26 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V03-A, V03-B e V03-C, respectivamente. Já nas figuras 28, 29 e 30 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V04-A, V04-B e V04-C, respectivamente. A diferença existente entre as vigas V03 e V04 é que elas foram concretadas na primeira e na segunda etapa de concretagem. Ambas, no entanto apresentam o mesmo tipo de estribo e o mesmo espaçamento, 7,5 cm.

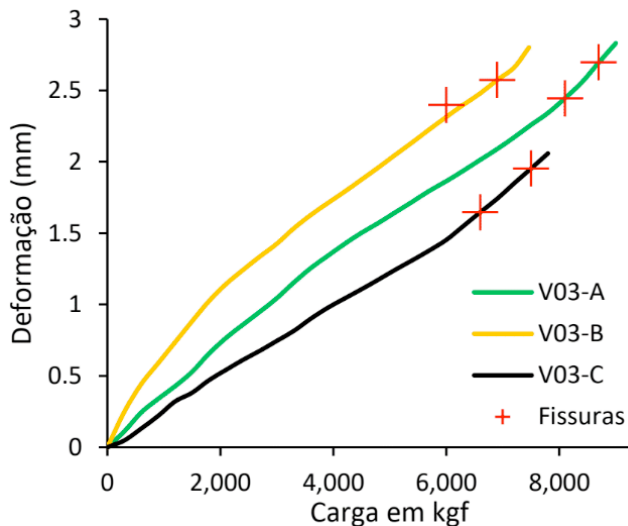


Figura 23 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V03-A, V03-B e V03-C.

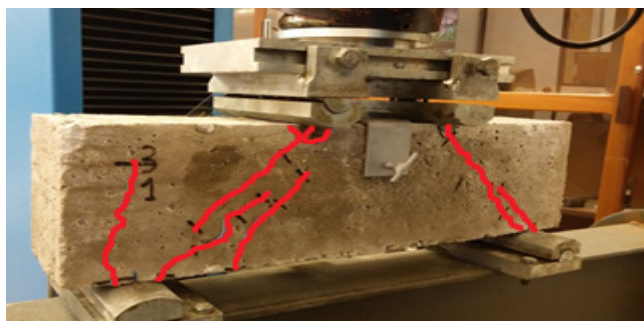


Figura 24 – V03-A fissuras após o ensaio.

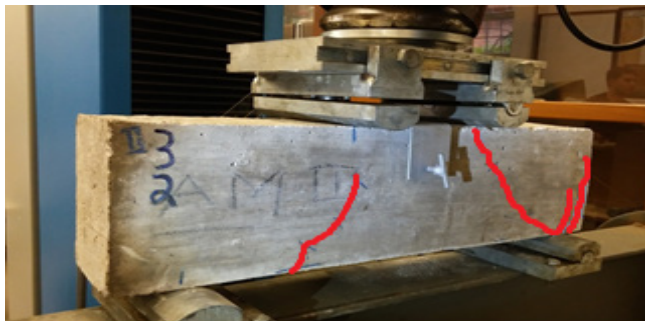


Figura 25 – V03–B fissuras após o ensaio.



Figura 26 – V03–C fissuras após o ensaio.

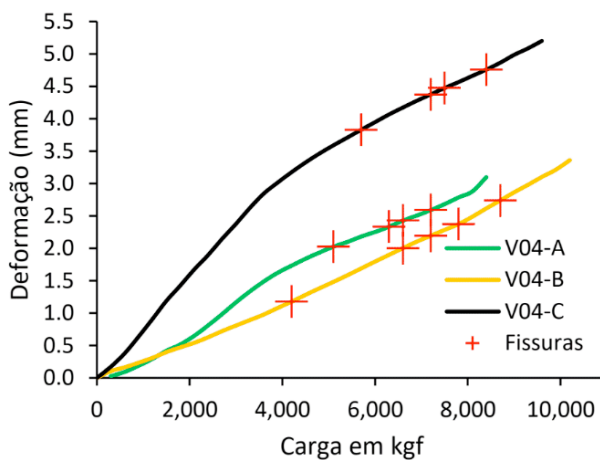


Figura 27 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V04-A, V04-B e V04-C.



Figura 28 –V04– fissuras após o ensaio.



Figura 29 – V04–B fissuras após o ensaio.



Figura 30 – V04–C fissuras após o ensaio.

Na figura 31 é apresentado os gráficos de carga de versus deformação das vigas V05. As vigas V05 apresentam estribos contínuos com espaçamento de 5 centímetros. Nas figuras 32, 33 e 34 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V05-A, V05-B e V05-C, respectivamente.

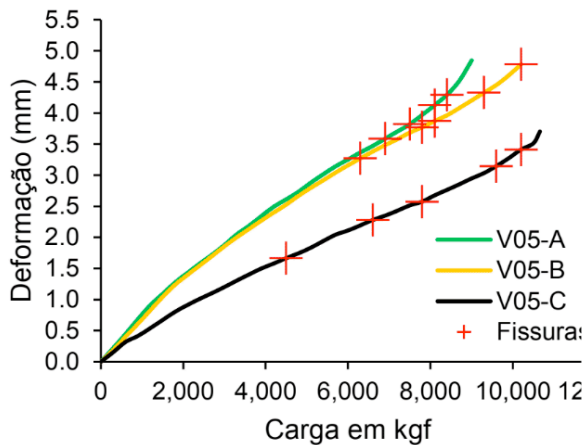


Figura 31 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V05-A, V05-B e V05-C.



Figura 32 – V05-A fissuras após o ensaio.



Figura 33 – V05-B fissuras após o ensaio.

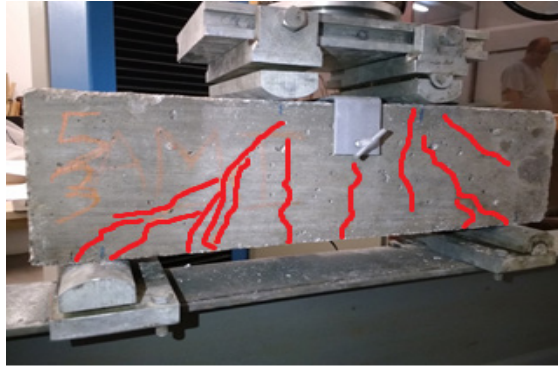


Figura 34 – V05–C fissuras após o ensaio.

Na figura 35 é apresentado os gráficos de carga de versus deformação das vigas V06. As vigas V06 apresentam estribos contínuos com espaçamento de 10 centímetros. Nas figuras 36, 37 e 38 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V06-A, V06-B e V06-C, respectivamente.

A partir dos resultados experimentais passa-se então para análise dos resultados. Na tabela 3 são apresentadas as cargas de ruptura das vigas. A partir dos resultados realizou-se uma análise de variância, que é apresentada na tabela 4. Através da análise de variância fica claro que a variável estudada é significativa. Através da comparação de médias identifica-se a existência de dois grupos diferentes. O primeiro é formado por V01 e V03 e o segundo grupo é formado por V02, V03, V04, V05 e V06. Na figura 39 são apresentados as médias e o seu devido intervalo de ocorrência. As vigas 01 apresentaram uma carga de ruptura menor em média, pois não apresentavam nenhum reforço transversal. Assim o concreto não estava devidamente confinado, o que implicou na diminuição da sua resistência.

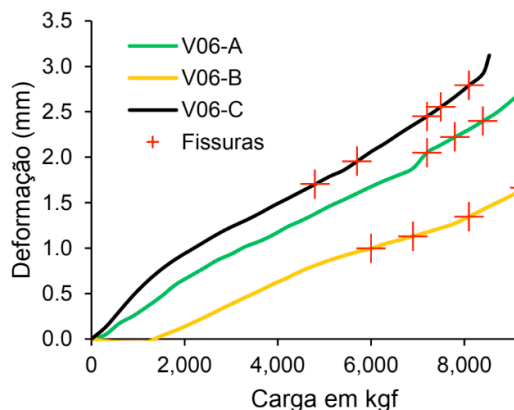


Figura 35 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V06-A, V06-B e V06-C.

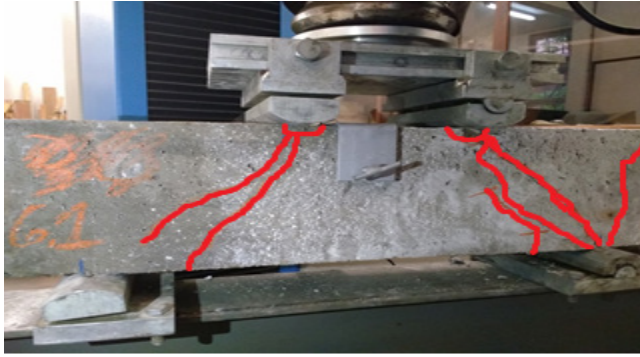


Figura 36 – V06–A fissuras após o ensaio.



Figura 37 – V06–B fissuras após o ensaio.



Figura 38 – V06–C fissuras após o ensaio.

Por outro lado, o desempenho das vigas reforçadas transversalmente não apresentou mudança significativa nas suas médias. Ou seja, não há diferença em se empregar estribos

contínuos ou estribos retangulares quanto a carga de ruptura. Esta constatação vai de encontro com trabalhos correlatos como o desenvolvido por Müller (2013).

	V01	V02	V03	V04	V05	V06
A	5.961	8.992	9.318	8.434	9.111	10.022
B	5.580	8.832	7.464	10.369	10.290	9.853
C	6.264	7.944	8.074	9.746	10.658	8.537
Média	5935	8589	8285	9516	10020	9471

Tabela 3 – Cargas de ruptura das vigas estudadas (kgf)

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	32420361,81	5	6484072	10,75	0,000419827	3,10
Dentro dos grupos	7237463,297	12	603121,9			
Total	39657825,11	17				

Tabela 4 – Análise de variância ANOVA da carga de ruptura das vigas estudadas.

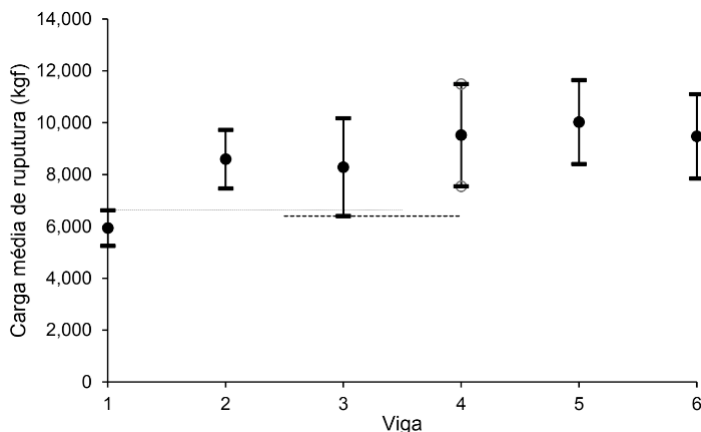


Figura 39 – Comparação de médias entre as vigas.

Na tabela 5 são apresentadas as cargas correspondentes a abertura da primeira fissura. Diferentemente da carga de ruptura, nesta verificação não se observou diferença significativa entre o comportamento das vigas V01 e as demais, como pode ser constatado na tabela 6. Isto se deve ao fato da armadura somente ser solicitada após o surgimento das primeiras fissuras. Mais uma vez constata-se que o desempenho dos estribos contínuos e dos estribos retangulares são equivalentes. Esta constatação é corroborada por estudos anteriores, como em Bartoli (2009), Borges (2012) e Müller (2013).

	V01	V02	V03	V04	V05	V06
A	4.200	3.600	8.100	5.100	6.900	7.200
B	4.500	7.500	6.300	4.200	6.300	6.000
C	4.200	4.800	6.600	5.700	4.500	4.800

Tabela 5 – Cargas correspondentes a primeira fissura (kgf)

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	13.045.000	5	2.609.000	1,837	0,179	3,105
Dentro dos grupos	17.040.000	12	1.420.000			
Total	30.085.000	17				

Tabela 6 – Análise de variância ANOVA da carga correspondente a primeira fissura (kgf).

Quanto as fissuras apresentadas nas vigas também não há um comportamento diferenciado percebido entre as vigas com estribos contínuos e a viga V02, com estribos retangulares. O que é notório é a diferença de fissuras existentes nos lados opostos da mesma viga com estribos contínuos. Enquanto a distribuição de fissuras nas vigas com estribos retangulares é bastante similar nas suas duas faces, nas vigas com estribos contínuos observa-se uma concentração de fissuras maior em uma das faces da peça. Esse aspecto não foi objeto do presente trabalho, contudo outros autores como Müller (2013) identificaram esse comportamento e há referência não somente ao número de fissuras, mas também a abertura das mesmas ser diferenciada em cada uma das faces. Outro aspecto importante a se destacar ainda é o fato de não ter havido a ocorrência de ruptura dos estribos em nenhuma das vigas ensaiadas.

6 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo deste trabalho foi avaliar a eficiência dos estribos contínuos comparando os mesmos com estribos convencionais. Ao fim deste estudo conclui-se que:

- As vigas que continham armadura transversal resistiram mais do que as vigas sem a armadura transversal. Essa observação comprovam o efeito do confinamento do concreto pelos estribos.
- As vigas V02 com estribos convencional comparadas com as V03 e V04 de estribos contínuos com os mesmos espaçamentos apresentaram características de rupturas muito próximas.
- As vigas V05 tinham o menor espaçamento entre os estribos o que apresentou maior resistência para a ruptura e também uma maior deflexão.

Como sugestões para trabalhos futuros recomenda-se moldar elementos maiores e

com outras configurações de carga.

REFERÊNCIAS

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

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

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

Araújo, José Milton de. Curso de concreto armado. v.1, 2ed. Rio Grande: Dunas, 2003.

Bartoli, Gianni. **Experimental Tests at Failure of Rectangular Reinforced Concrete Beams with “Spirex” Stirrups and Traditional Stirrups**. University of Florence, 2009.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118:14. 4ed. São Carlos: EdUFSCar, 2016.

Chies, J. A.; Rohden, A. B.; Silva Filho, L. C. P. **Tratamentos superficiais em corpos de prova de concreto submetidos à compressão**. Revista do Ibracon de Estruturas e Materiais. v7, n 5. IBRACON, 2012.

FUSCO, Pérciles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

Mueller, Melody. **Experimental analysis of continuous transverse reinforcement to be used in structural concrete desing**. Master. Universty of Cincinnati, 2013.

Riva, Paolo. **Cyclic Test on Column-Foundations Using “Spirex” Stirrups**. University of Bergamo, 2009.

Souza, Regina Helena; Melo Silva, Valnice L.; Oliveira, Luiz Octávio; Tavares, Maria Elizabeth; Teixeira, Paulo José B. **A utilização de estribos contínuos em vigas de concreto armado**. 58º Congresso Brasileiro do Concreto. Belo Horizonte. IBRACON, 2016.

ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: COLABORAÇÃO DO CONCRETO ENTRE FISSURAS

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 06/11/2020

Isabela Cristina Ferreira Faria

Universidade Federal de Itajubá
Itajubá – MG

<http://lattes.cnpq.br/7469868934701220>

Valquíria Claret dos Santos

Universidade Federal de Itajubá
Itajubá – MG

<https://orcid.org/0000-0001-7744-3262>

Mirian de Lourdes Noronha Motta Melo

Universidade Federal de Itajubá
Itajubá – MG

<https://orcid.org/0000-0001-9668-7799>

Valesca Donizeti de Oliveira

Universidade Federal de Itajubá
Itajubá-MG

<https://orcid.org/0000-0002-1781-8605>

Paulo Cesar Gonçalves

Universidade Federal de Itajubá
Itajubá – MG

<https://orcid.org/0000-0001-7391-9972>

RESUMO: Em decorrência do comportamento quase frágil do concreto quando submetido aos esforços de tração, é de vital importância o estudo e prevenção da formação e propagação de fissuras. Devido ao complexo mecanismo que envolve o fenômeno de fissura, percebe-se uma limitação na verificação adequada do estado de fissuração nos elementos de concreto

fletidos, podendo comprometer severamente sua durabilidade. De acordo com as especificações da NBR 6118:2014, no dimensionamento de estruturas de concreto armado aos esforços de flexão simples no Estado Limite Último (ELU), as tensões resistentes do concreto tracionado na seção transversal devem ser desprezadas. O objetivo deste estudo é quantificar experimentalmente os esforços de tração absorvidas parcialmente pelo concreto íntegro entre fissuras de seções transversais fletidas e comparar com os modelos analíticos apresentados em normas vigentes. São desenvolvidas análises experimentais, por meio de modelos reduzidos de vigas de concreto com e sem armaduras, sujeitas a ensaios de flexão simples a quatro pontos. Os resultados possibilitaram demonstrar a colaboração do concreto entre fissuras e alívio de parte das tensões de tração, as quais as barras da armadura estão submetidas. Ainda é apresentado um estudo comparativo do cálculo de deformação excessiva em vigas de concreto armado fletidas, a partir de dois modelos analíticos embasados nas normas NBR 6118:2014 e a CEB Desing Manual on Cracking and Deformations:1985. Os resultados demonstram que um modelo analítico adequado deverá levar em conta, além da não-linearidade física e dos efeitos de fluência e retração, a colaboração do concreto entre fissuras.

PALAVRAS-CHAVE: Viga de concreto armado; Flexão simples; Colaboração do concreto entre fissuras.

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES: CONCRETE COLLABORATION BETWEEN CRACKS

ABSTRACT: As a result of the almost brittle behavior of concrete when subjected to the tensile stresses, it is of vital importance the study and prevention of the formation and propagation of cracks. Due to the complex mechanism that involves the phenomenon of crack, a limitation is verified in the adequate verification of the state of cracking in the bending concrete elements, which can severely compromise its durability. According to the specifications of NBR 6118:2014, in the dimensioning of reinforced concrete structures to the simple bending stresses in the Ultimate Limit State (ELU), the resistant stresses of the tensiled concrete in the transversal section must be scorned. The objective of this study is to experimentally quantify the tensile stresses partially absorbed by the integral concrete between bending section transversal cracks and to compare with the analytical models presented in current norms. Experimental analyzes are carried out by means of reduced models of concrete beams with and without reinforcement, subjected to four point simple bending tests. The results allowed to demonstrate the concrete collaboration between cracks and relief of part of the tensile stresses to which the reinforcing steel are submitted. A comparative study of the calculation of excessive deformation in bending reinforced concrete beams is presented, based on two analytical models according on the norms NBR 6118:2014 and the CEB Desing Manual on Cracking and Deformations: 1985. The results demonstrate that an adequate analytical model should take into account, in addition to the physical non-linearity and the effects of creep and retraction, the concrete collaboration between cracks.

KEYWORDS: Reinforced concrete beam; Simple bending; Collaboration of concrete between cracks.

1 | INTRODUÇÃO

O concreto é considerado um dos materiais mais empregados na construção civil. Somado a contínua busca por estruturas cada vez mais esbeltas e com maior vão livre, estes fatores levaram a complexos problemas de patologias. Porém, com o desenvolvimento tecnológico, percebeu-se, ao longo do tempo, o aumento do conhecimento sobre estruturas e materiais, em particular através do estudo e análise dos erros evidenciados pela deterioração precoce ou em acidentes. As principais causas que provocam a deterioração do concreto são as químicas, físicas e mecânicas, sendo estas, em maior ou menor intensidade, as que causam a formação e propagação de fissuras. [FIORITI et. al , 2017]

Sendo inevitável um estado de fissuração nas estruturas de concreto, critérios estabelecidos por normas objetivam garantir a durabilidade por meio de adequado controle da abertura das fissuras, conforme prescrito nos Estados Limites de Serviço (E.L.S.). Já do ponto de vista da capacidade resistente portante, relativa ao Estado Limite Último (E.L.U.), a norma brasileira parte-se da hipótese que o concreto tracionado não colabora com a resistência no equilíbrio das solicitações atuantes. Porém, as respostas de determinadas estruturas de concreto, como as vigas subarmadas, são muito dependentes da colaboração do concreto tracionado entre fissuras.

O presente trabalho aborda o comportamento das estruturas de concreto fissuradas e tem como objetivo principal demonstrar, por meio de estudos analíticos e experimentais, a contribuição do concreto entre fissuras. Os resultados obtidos nos ensaios de vigas de concreto à flexão a quatro pontos, em modelo de escala reduzido, puderam comprovar que a redução de rigidez após o início do estado de fissuração são inferiores aos obtidos no cálculo convencional, o qual considera a seção no estágio II puro. A motivação do estudo proposto está relacionada à sua relevante importância no âmbito das análises dos E.L.S, procurando contribuir com a durabilidade das estruturas de concreto concomitantemente com a sustentabilidade.

2 | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Concreto e suas características mecânicas

A natureza intrínseca do concreto, como sua composição heterogênea e condições de porosidade, é responsável pela sua limitada resistência à tração, sendo o aço imprescindível para equilíbrios dos esforços solicitantes.

A deficiência do concreto na região tracionada deve-se, principalmente, a falha localizada na zona de transição entre a pasta cimentícia e os agregados [AL-BAYATI, TIGHE e BAAj, 2016, e ROSSIGNOLO, 2007]. Nesta região podem ser desenvolvidas diversas microfissurações e a propagação do estado de fissuração governará o comportamento mecânico do concreto estrutural, pois provoca uma diminuição da rigidez e, conseqüentemente, um aumento das deformações afetando a durabilidade do concreto [TRIGO e LIBORIO,2014].

2.2 Comportamento do concreto nas regiões de fissuras

Os estudos dos problemas ocorridos em materiais frágeis fissurados permitiram o desenvolvimento inicial de modelos que ajudaram a identificar a propagação de fissuras a partir da taxa de liberação de energia armazenada no material [RABCZUK, 2013]. O concreto possui um comportamento intermediário entre frágil e dúctil, denominado quase frágil. Diferentemente do comportamento dos materiais frágeis fissurados, nos quais a distribuição de tensões na ponta da fissura, teoricamente, tende ao infinito, no concreto e outros materiais quase frágeis, a tensão máxima na ponta da fissura atinge o limite da tensão intrínseca do material (Figura 1-a). Este comportamento é fundamentado em parte pelas características particulares do concreto, como vazios de variados tamanhos e microfissuras na zona de transição entre os agregados e a matriz da pasta de cimento, presentes à frente da extremidade da fissura. Nestes materiais, a zona de processo se apresenta com dimensões maiores comparadas com as que ocorrem nos materiais frágeis [SURENDRA e OUYANG, 1992]. Vários estudos [DUAN, HU e WITTMANN, 2006; BAŽANT, 1990; BAŽANT e LI, 1996; TANG et. al., 1996; BIOLZI, LABUZ, MUCIACCIA,

2010) experimentais a partir de espécime de concreto com entalhe submetido à flexão permitiram demonstrar uma zona de microfissuras se desenvolvendo na região à frente da extremidade do entalhe, a qual reduz, consideravelmente, a concentração de tensões neste ponto. Nesta região ocorre transferência de tensões normais entre as faces da fissura coesiva, que é uma propriedade intrínseca dos materiais quase frágeis. As faces da fissura não estão totalmente separadas e surgem forças internas atrativas, denominadas forças coesivas (Figura 1-b), as quais tendem a resistir aos esforços de tração atuantes, embora em reduzida intensidade [PETERSSON, 1981].

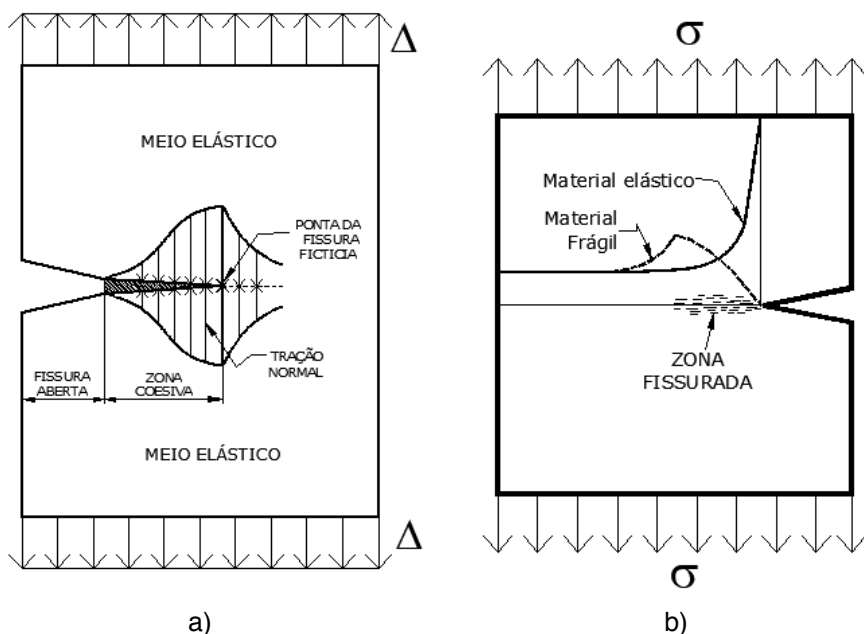


Figura 1- a) Distribuição de tensões na ponta da fissura (Adaptado PETERSON, 1981).
b) Modelo de zona coesiva. (Adaptado HILLERBORG, 1976)

2.3 A colaboração do concreto entre fissuras

No cálculo convencional das vigas de concreto armado, todas as seções transversais da viga “trabalham” no denominado estágio II puro, ou seja, despreza-se totalmente a colaboração do concreto entre fissuras (LEONARDT e MÖNNIG, 1978).

Porém, após a fissuração, as tensões não cessam. O esforço de tração é transmitido pela armadura ao concreto situado entre fissuras, que se encontra íntegro e colabora na resistência à tração em vigas subarmadas. Este efeito é conhecido na literatura como *tension-stiffening* [ACI Committee 224, 2001]. No processo de transmissão de esforços, as tensões de tração nas zonas não fissuradas são absorvidas parcialmente pelo

concreto (denominada de tensão resistente fictícia - Figura 2), aliviando as tensões no aço, diferentemente do que ocorre nas regiões já fissuradas, cujas tensões são transmitidas integralmente para o aço [ALLAM et al., 2013; ARAÚJO, 2003].

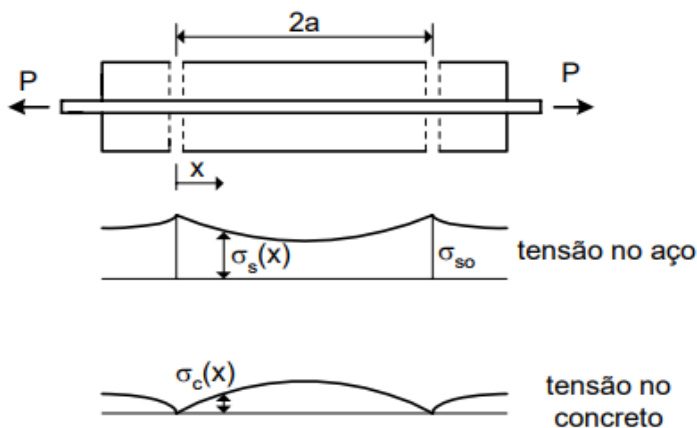


Figura 2 - Elemento fissurado sob tração simples (ARAÚJO (2003))

3 I MATERIAIS E MÉTODOS DA PESQUISA

A metodologia deste trabalho consiste em modelos reduzidos de vigas para ensaios de flexão de quatro pontos, cuja finalidade é permitir análise embasadas nos critérios dos E.L.U. e em desenvolvimento analítico a partir de modelos e equações apresentados pelas normas europeia CEB *Desing Manual on Cracking and Deformations:1985* e brasileira NBR 6118:2014.

3.1 Métodos experimentais

As modalidades dos ensaios à flexão mais comuns são flexão em três pontos e flexão em quatro pontos, normatizadas pelas ASTM C78, ASTM C293, ambas para concreto e ABNT NBR 12142:2010, conforme apresentado em literatura pertinente. No presente trabalho, convencionou-se realizar o ensaio de flexão em quatro pontos.

Foram confeccionados quatro corpos de prova de modelo reduzido de viga, sendo dois sem armadura e dois com armadura longitudinal de diâmetro de 5mm em aço CA50. As armaduras longitudinais foram alojadas com auxílio de três estribos verticais, conforme ilustrada na Figura 3. Devido a certas restrições geométricas da máquina Universal Time Testing Machines, modelo WAW-1000C, do laboratório de Materiais/Estruturas da UNIFEI, utilizada nos ensaios a flexão (Figura 4), o comprimento dos espécimes sofreram pequenos ajustes, em detrimento da norma NBR 12142:2010, na qual prevê os modelos de vigas de concreto com comprimento igual a três vezes o valor da distância dos cutelos de aplicação

de força.



Figura 3 - Armaduras e fôrmas utilizadas (Autor)

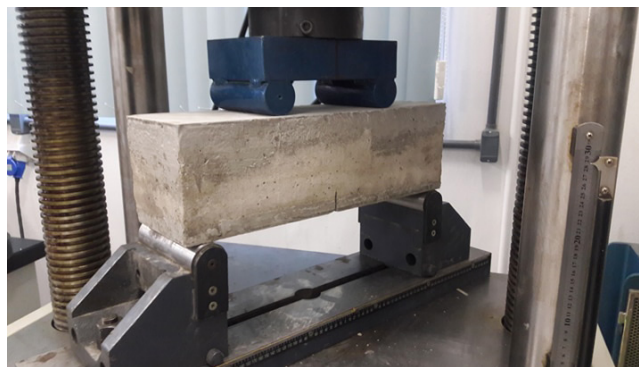


Figura 4 - Ensaio de flexão à quatro pontos (Autor)

O traço para produção do concreto seguiu os procedimentos indicados por Tutikian e Helene (2011) para classe C20. O traço, cujas quantidades de materiais estão apresentadas na Tabela 1, levou em conta a relação água/cimento de 0,6, conforme indicado na NBR 6118/2014, para uma classe de agressividade ambiental II considerando um ambiente urbano.

Material	Quantidade
Areia Média	38,60 kg
Brita 1	38,30 kg
Água	9,65 l
Cimento	16,08 kg

Tabela 1 - Quantidade de materiais corrigida

Fonte: Autor

O slump do concreto foi verificado de acordo com a norma NBR NM 67/1998, atingindo em média 7,4 cm, atendendo o valor esperado, conforme faixa de valores limites

de 5 a 10 cm, apresentada por Neville e Brooks (2013).

O preenchimento da fôrma foi realizado de acordo com as prescrições da norma ABNT NBR 5738:2003. Ao processo de cura, as vigas foram submersas e saturadas por um período de 28 dias.

Após o processo de cura, os entalhes foram executados na parte inferior das vigas. A presença do entalhe leva a uma seção transversal fragilizada permitindo o início e propagação de forma melhor controlada da fissura (Figura 5). As dimensões do entalhe seguiram as recomendações da RILEM TC 162-TDF (2000), observando a relação altura do entalhe com a altura da viga de 0,167mm e espessura de 3mm.



Figura 5: Propagação da fissura através do entalhe (Autor)

O ensaio foi realizado por incremento de força controlada a uma taxa mínima de 0,05 kN/s. Segundo a literatura, a adoção de baixa velocidade de ensaio, especialmente no trecho inicial, tem a função de minimizar a ocorrência da instabilidade pós-pico (ASTM C78).

Para comparação entre os resultados foram realizados ensaios à tração de barras de aço CA50 de 5mm de diâmetro. Este ensaio foi realizado com base na norma NBR 6152/2002, utilizando a Máquina Universal, supracitada.

3.2 Métodos analíticos

A metodologia analítica se baseia nos procedimentos apresentados pela norma europeia CEB (1985) e pela norma brasileira NBR 6118:2014 para o E.L.U. – Deformações excessivas, em relação ao Estádio I e ao Estádio II, com o objetivo de demonstrar a colaboração do concreto entre fissuras. A viga utilizada no modelo analítico é demonstrada na Figura 6.

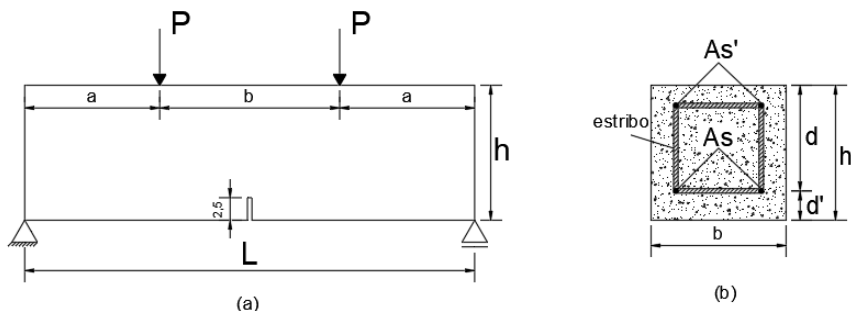


Figura 6: (a) Seção longitudinal da viga, vinculações e carregamento. (b) Seção transversal da viga. (Autor)

3.2.1 Método bilinear do comite euro-international do beton (CEB)

De acordo com o item 3 da CEB *Desing Manual on Cracking and Deformations* (1985), no Estágio I o deslocamento vertical (flecha) pode ser calculado pela Equação 1.

$$W_1(t_0) = \frac{P_k \cdot a (3l^2 - 4a^2)}{24 K_I} \quad \text{(Equação 1)}$$

sendo: W_1 : flecha [m]; t_0 : idade do concreto, no caso, 28 dias; P_k : carga de serviço [kN]; l : comprimento da viga [m]; a : distância entre a força e a seção de extremidade da viga [m]; K_I : rigidez no Estádio I [kN.m²], obtido pela Equação 2.

$$K_I = k_1 b d^3 E_{cs} \quad \text{(Equação 2)}$$

em que: k_1 : coeficiente para cálculo de rigidez apresentada no item 3 da CEB/85; b : largura da viga [m]; d : altura útil da viga [m]; E_{cs} : módulo de deformação longitudinal secante [kN/m²].

No Estágio II puro, o deslocamento vertical é obtido pela expressão:

$$W_2(t_0) = \frac{P_k \cdot a (3l^2 - 4a^2)}{24 K_{II}} \quad \text{(Equação 3)}$$

em que: K_{II} : rigidez à flexão no Estádio II puro obtido pela equação 4 [kN.m²].

$$K_{II} = k_2 b d^3 E_{cs} \quad \text{(Equação 4)}$$

em que: k_2 : coeficiente para cálculo de rigidez apresentada no item 3 CEB/85.

O deslocamento vertical total leva em consideração o concreto tracionado entre fissuras (Eq. 5).

$$W = (1-\eta)W_1 + \eta W_2 \quad \text{(Equação 5)}$$

em que: η : coeficiente de interpolação dado no item 3.1.11 da CEB/85.

3.2.2 Método da NBR 6118

De acordo com a NBR 6118:2014, o deslocamento vertical em vigas pode ser calculada por processo simplificado apresentado pelo ACI.

$$W(t_0) = \frac{P_{k.a} (3l^2 - 4a^2)}{24 \frac{EI}} \quad (\text{Equação 6})$$

em que: EI : rigidez equivalente calculada pela Equação 7, apresentada no item 17.3.2.1 da NBR 6118:2014 que se baseia na fórmula de Branson, de 1968 (NBR 6118:2014).

$$(EI)_{eq,t_0} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (\text{Equação 7})$$

em que: I_c : momento de inércia de seção bruta de concreto [cm^4]; I_{II} : momento de inércia de seção fissurada de concreto no estágio II, [cm^4]; M_a : momento fletor na seção crítica do vão considerado [kN.cm]; M_r : momento de fissuração do elemento estrutural [kN.cm]; E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto [MPa].

4 | ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Resultados experimentais

A Figura 7 representa a curva carga (kN) x flecha (mm) para vigas não armadas.

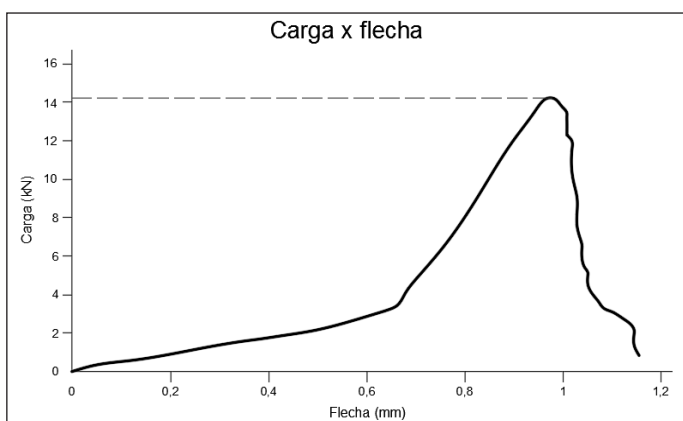


Figura 7: Gráfico Carga x flecha para viga não armada. (Autor)

Percebe-se que a carga máxima atingida (pico de carga) foi de, aproximadamente, 14,2 kN, que corresponde a tensão crítica de 3,2 MPa. Até o pico de carga pode-se

entender que a viga se encontra no Estádio I (relativo a um comportamento próximo do elástico-linear). No momento em que a carga atinge o valor de pico surge a primeira fissura, caracterizando a passagem para o Estádio II. Com a continuidade do carregamento desenvolve-se o processo de fissuração. As microfissuras se formam em uma zona frágil do material, denominada zona do processo de fratura ou zona coesiva, neste caso com trajetória referente ao entalhe (ARAÚJO, 2003). Com o contínuo aumento dos deslocamentos verticais, a formação de microfissuras é generalizada e a estrutura não é capaz de absorver mais carga, observado na parte descendente da curva, caracterizando um comportamento frágil à tração, com ruptura brusca.

Para o modelo de viga armada, a curva resultante é demonstrada na Figura 8..

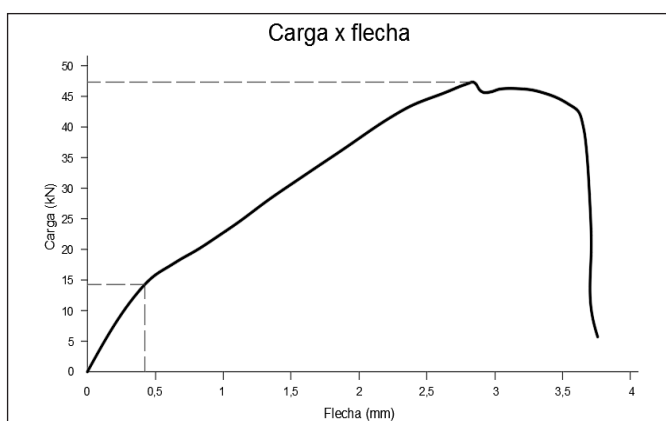


Figura 8: Gráfico Carga x flecha para a viga armada. (Autor)

É possível perceber nos resultados obtidos no modelo da viga armada que o trecho ascendente inicial da curva, limitado por uma carga de aproximadamente 14,9 kN, possui uma não-linearidade suave. Segundo a NBR 6118:2014, no seu item 17.3.3.2, pode-se considerar este trecho um comportamento linear, porém orienta a desprezar a resistência à tração do concreto. Como esperado, os resultados obtidos na curva na Figura 8 apresentam a carga máxima superior ao resultado obtido no modelo de viga não armada (Figura 7). A carga de pico, neste caso, foi de aproximadamente 47 kN, que corresponde a uma tensão de 10 MPa.

Os resultados obtidos do ensaio à tração realizado na barra de aço isolada estão representados na curva na Figura 9.

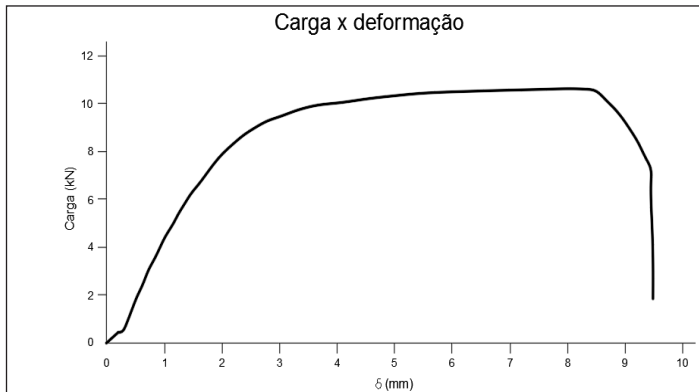


Figura 9: Gráfico carga x deformação para o aço. (Autor)

A partir da análise entre as curvas apresentadas nas Figuras 8 e 9, pode-se perceber certa semelhança entre o comportamento à flexão da viga de concreto armado e da barra de aço isolada. É bastante razoável admitir que ocorra interferência do concreto no modelo da viga à flexão na região tracionada, no que tange a sua resistência a tração, a qual é identificada na curva correspondentes aos trechos inicial e intermediário (antes do pico de carga), de acordo com a Figura 8.

4.1.1 Comparação e discussão entre os resultados experimentais

Percebe-se no trecho inicial da curva dada na Figura 8, um comportamento praticamente linear. Ao comparar o valor de carga atingida no final do trecho com o valor de pico de carga apresenta na Figura 7, observa-se uma relação proporcional inferior a 5%, permitindo interpretar que esta parte da curva indica o início do efeito do estado de fissuração na viga armada, cujas tensões de tração são transferidas para o aço nas regiões de abertura de fissuras.

De acordo com os critérios da NBR 6118:2014, os resultados referentes a parte da curva tensão x deslocamento vertical para o concreto armado, na região fissurada pós pico de carga (ilustrada após o trecho inicial da curva na Figura 8) é desprezada. Porém, é possível perceber que a estrutura ainda seria capaz de absorver esforços até atingir a ruptura. Desta maneira, o caráter rigoroso e cauteloso da norma fica evidente.

Ainda no contexto de evidenciar a colaboração do concreto entre fissuras, os resultados obtidos dos ensaios do modelo de viga armada e da barra de aço isolada (Fig. 10.a) foram comparados com os resultados da literatura (ARAÚJO, 2003), conforme Figura 10.b. É possível constatar que os resultados obtidos para a viga armada, a partir da abertura da primeira fissura, não caracterizam tração pura, como ocorre no ensaio da barra de aço isolada. Em outras palavras, após o trecho inicial da curva (aproximadamente linear), o concreto tracionado ainda colabora com a resistência a tração e, conseqüentemente,

absorve mais carga, diferente do comportamento que caracteriza o estágio II puro. Segundo Carvalho (2007), a resistência à tração pura corresponde, aproximadamente, 60% da resistência obtida pelo ensaio à flexão. Desta forma, os valores de carga foram corrigidos de 60% a partir dos resultados apresentados na Figura 8. Estes resultados corrigidos são comparados com os resultados obtidos na curva de ensaio de tração do aço (Figura 9).

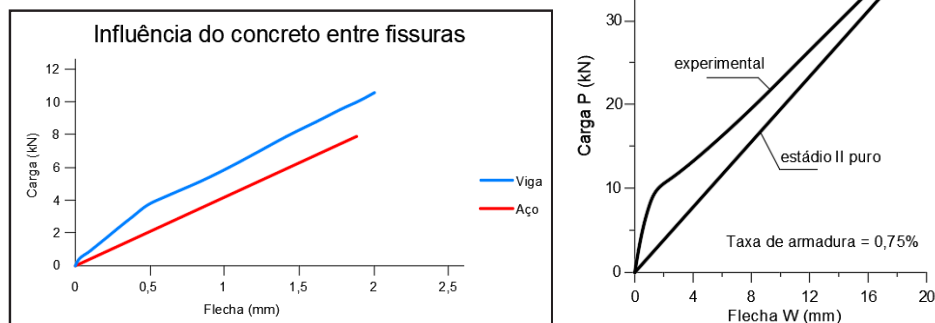


Figura 10: Curvas viga a flexão e aço a tração. (a) Análise proposta. (b) Araújo (2003)

Pode-se perceber que as curvas da Figura 10 apresentam comportamento muito semelhante com as curvas apresentadas no trabalho de Araújo (2003), de acordo com a Figura 11.

É possível observar nos resultados da Figura 10 que, para um mesmo deslocamento vertical, há um aumento de carga aplicada no ensaio da viga armada à flexão, quando comparado aos valores obtidos no ensaio à tração pura do aço, evidenciando que a consideração do estágio II puro no dimensionamento de estruturas fletidas de concreto armado é razoavelmente conservadora. Ademais, os resultados experimentais obtidos nos ensaios neste trabalho corroboram com a relevante dependência da colaboração do concreto tracionado entre fissuras em vigas subarmadas.

4.2 Resultados analíticos

Os resultados obtidos a partir dos critérios das normas NBR 6118:2014 e da CEB *Desing Manual on Cracking and Deformations:1985* estão apresentados na Tabela 2. Os parâmetros e valores empregados no cálculo obedecem as seguintes observações:

- A viga é considerada como biapoiada devido o tipo de vinculação da máquina Universal;
- A carga utilizada foi o valor de serviço (não há majoração) para a carga de pico

atingida no ensaio à flexão para a viga não armada, representada na Figura 7;

- A altura útil (d') foi determinada com base na altura do entalhe. Visto que o entalhe teria uma altura de 2,5 cm, para evitar atingir a barra de aço no momento do corte na viga, a armadura foi posicionada a 3,0 cm do fundo da fôrma;
- A tensão resistente à tração foi considerada como 60% do valor de pico obtido para o ensaio da viga não armada, já que não caracteriza tração pura, segundo Carvalho (2007), como supracitado;
- A resistência a compressão característica, f_{ck} , foi obtida utilizando a expressão apresentada no item 8.2.5 da NBR 6118 aplicando 60% da tensão à tração obtida. Para o traço do concreto foi estimado uma resistência de 20 MPa, porém, como não foram realizados ensaios à compressão do concreto e o traço foi modificado para melhor trabalhabilidade, optou-se pelas simplificações apresentadas na NBR 6188/2014, no item 8.2.5;
- De acordo com o item 1.1 da CEB/85, para os valores de β_1 e β_2 no cálculo do coeficiente de interpolação, foram consideradas barras de alta aderência e primeiro carregamento, já que é um ensaio de aplicação rápida de carga.

	Método bilinear - CEB	NBR 6118
Momento solicitante	1,061 kN.m	1,061 kN.m
Momento de fissuração	1,096 kN.m	1,595 kN.m
Flecha total	0,027 mm	0,036 mm

Tabela 2: Resultados para flecha total na viga armada

Fonte: Autor

Salientando que a carga utilizada nos cálculos foi a carga de pico obtida no ensaio para a viga não armada, a qual caracteriza a abertura da primeira fissura, pode-se perceber que o momento de fissuração, o qual indica o esforço limite a partir do qual a primeira fissura se desenvolve, obtido pela expressão da CEB/85 apresenta valor inferior ao obtido pela expressão da NBR 6118:2014 e está mais próximo do valor de momento atuante obtido com a carga de ensaio. Ainda constata-se certa disparidade nos resultados obtidos pela norma brasileira, uma vez que o valor do momento de fissuração apresenta-se superior ao momento atuante, o que indica, teoricamente, que todas as seções da viga estejam trabalhando apenas no Estádio I, sem a presença de fissuras. Ao não identificar um estado de fissuração, entende-se que, na seção crítica da viga, o momento de inércia leva em conta a seção bruta e, portanto, deveria apresentar um valor de flecha inferior ao valor obtido pelo método da CEB, uma vez que a rigidez é maior.

De acordo com Carvalho (2007), o modelo proposto de Branson, empregado pela

norma brasileira, admite um único momento de inércia (inércia equivalente) para todo o elemento de concreto, apresentando trechos fissurados e não-fissurados. No modelo de viga ensaiado pode-se perceber, com a diferença de valores de flecha para cada um dos métodos, a colaboração do concreto entre fissuras visto que a CEB considera esse efeito em suas equações, obtendo um valor menor para a flecha, diferente dos preceitos da NBR 6118. Vale salientar que os resultados obtidos pelas expressões analíticas caracterizam o corpo de prova como um todo, e não apenas para uma seção única. Por outro lado, os valores obtidos nos ensaios são governados pela seção crítica ao carregamento. Pode-se interpretar que no pico de carga, na seção transversal central da viga (seção crítica no ensaio à quatro pontos), ocorrem as primeiras fissuras, caracterizando Estádio II puro. A partir desta análise, passou-se a proceder os cálculos utilizando apenas o valor do momento de inércia representativo ao Estádio II e não o valor médio proposto pelos códigos. A Tabela 3 apresenta os valores de flecha empregando o momento de inércia calculado no Estádio II.

	Método bilinear - CEB	NBR 6118
Flecha para Estádio II	0,330 mm	0,328 mm

Tabela 3: Flechas para a seção crítica da viga armada

Fonte: Autor

De acordo com a Figura 8, para o início da fissuração, caracterizado pela curvatura na fase linear do gráfico, a flecha possui um valor aproximado de 0,4 mm, uma ínfima diferença ao encontrado nos cálculos para ambos os métodos.

4.3 Comparação entre os resultados

Com o valor obtido para a flecha experimental de 0,416 mm e os dados para flechas resultantes dos cálculos analíticos apresentados na Tabela 4, é possível realizar uma comparação entre os resultados.

Método analítico	Método bilinear - CEB	NBR 6118
Flecha total	0,027 mm	0,036 mm
Flecha para Estádio II	0,330 mm	0,328 mm

Tabela 4: Flechas analíticas

Fonte: Autor

Diante desses resultados percebe a grande discrepância entre os valores da flecha total calculada e da flecha obtida experimentalmente o que comprova que a metodologia

para o cálculo da flecha total considera a viga como um sólido com partes fissuradas e não fissuradas, e os dados do ensaio são apenas para a seção crítica ao carregamento. Porém, evidencia-se a proximidade entre os valores de flecha apenas no Estádio II e a flecha experimental, concluindo que a seção estudada no ensaio estava sob estado de fissuração.

5 | CONCLUSÃO

Os estudos propostos neste trabalho, a partir dos resultados obtidos nos ensaios experimentais e nos modelos analíticos, demonstram a colaboração do concreto entre fissuras na região tracionada, permitindo evidenciar importante relevância no dimensionamento da seção transversal a flexão, uma vez que pode permitir a redução da taxa de armadura, e nas verificações das condições de durabilidade embasadas nos Estados Limites de Serviço (E.L.S.). Com os cálculos analíticos pode-se constatar certa discrepância entre os resultados obtidos pelos critérios da NBR6118/2014, quando comparados aos obtidos por meio da CEB/85. Ademais, foi possível depreender a diferença entre as resistências dos corpos de provas de vigas armadas e não armadas tornando-se evidente o ganho de resistência proporcionada pelo aço, fato já esperado. No âmbito das deformações excessivas, os resultados obtidos, tanto nos ensaios experimentais como nos resultados obtidos pelo modelo analítico, pode-se perceber certa semelhança no comportamento em ambos modelos, comprovando o estado de fissuração da seção crítica da viga. Portanto, para que um projeto estrutural apresente segurança e qualidade, é de suma importância e necessidade a verificação dos Estados Limites de Serviço.

REFERÊNCIAS

ACI Committee 224, Control of Cracking in Concrete Structures, ACI Report 224R-01, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 46, 2001.

AL-BAYATI, H. K. A.; TIGHE, S. L.; BAAJ, H. **Effect of Different Treatment Methods on the Interfacial Transition Zone Microstructure to Coarse Recycled Concrete Aggregate**. GREEN TECHNOLOGY IN GEOTECHNICAL AND MATERIALS ENGINEERING Conference of the Transportation Association of Canada, 2016.

ALLAM, Said M. et al. Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members. **Alexandria Engineering Journal**. v.52, p. 163-173, 2013.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C78**: Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). West Conshohocken, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C293**: Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading). West Conshohocken: Huashuahs, 2002.

ARAÚJO, J. M. DE. **Curso de Concreto Armado**. V. 2. 2 ed. Rio Grande: Dunas, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM67**:concreto - determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**:concreto - procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12142** : Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6152**: Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2002.

BAŽANT Z. **Size-effect method for determining fracture energy and process zone size of concrete**. Materials and Structures (submitted by RILEM Committee TC 89-FMT, chaired by S.P. Shah), v.23 ,n.6,p.461–465,1990.

BAŽANT Z, LI Z. **Zero-brittleness size-effect method for one-size fracture test of concrete**. Journal of Engineering Mechanics, v.122, n.5, p.458–468, 1996.

BIOLZI L, LABUZ J, MUCIACCIA G. **A problem of scaling in fracture of damaged rock**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v.48, n.3, p.451–457, 2010.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2003. 3. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2007. 368 p.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB Design Mnual on Cracking and Deformations**. Lausanne, 1985.

DUAN K, HU X, WITTMANN F. **Scaling of quasi-brittle fracture: boundary and size effect**. Mechanics of Materials,v.38, n.1, p.128–141, 2006.

Hillerborg, A., Modeer, M. & Petersson, P.E. **Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements**. *Cements Concrete Research*, 6, pp. 773–782, 1976. Disponível em: [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7).

LEONARDT F.; MÖNNIG E. **“Construções de Concreto” - trata de casos particulares do dimensionamento de estruturas de concreto armado-Parte 2**, Interciência, Rio de Janeiro, 1978.

FIORITI, C.; CHRISTÓFANI, M. P. ; TSUTSUMOTO, N.Y.; OKIMOTO, F. S. **Um Estudo das Manifestações Patológicas em Vigas e Lajes de Concreto: Edificações da FCT/UNESP**, Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada, v. 2 ,n. 3, p.20-28, 2017.

GONÇALVES, P.C.; PALERMO JR, L.; PROENÇA, S.P.B. **Analysis of two cohesive zone models for crack propagation in notched beams using the BEM**. International Journal of Computational Methods and Experimental Measurements, v. 6, p. 1057-1066, 2018.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J.J. **Tecnologia do Concreto**, Bookman, 2d, 2013.

PETERSON, P.E. **Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials**, Report TVBM-1006, Division of Building, 1981.

RABCZUK, T. **Computational Methods for Fracture in Brittle and Quasi-Brittle Solids: State-of-the-Art Review and Future Perspectives**. ISRN Applied Mathematics, p.1-38, 2013.

RILEM TC 162-TDF: **Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – Recommendation**. Materials and Structures/Materiaux et Constructions, v. 33, p. 35, mar. 2000.

ROSSIGNOLO, J.A **Avaliação da zona de transição interfacial pasta-agregado leve em concretos com sílica ativa e látex SBR**. *Revista Matéria*, v. 12, n. 3,

SURENDRA, P.S.; OUYANG, C. **Failure of concrete: Fracture mechanics approach**. Anales de Mecanica de la Fractura. Vol. 9, 352-375, 1992.

TANG, T., BAŽANT Z., YANG S., ZOLLINGER D. **Variable-notch one-size test method for fracture energy and process zone length**. Engineering Fracture Mechanics v.55, n.3,p.383–404,1996.

TRIGO, A. P. M.; LIBORIO, J.B. L. **Doping technique in the interfacial transition zone between paste and lateritic aggregate for the production of structural concretes**.Materials Research.; v.17, n.1,p.16-22,2014.

TUTIKIAN, B. F; HELENE P. **Dosagem dos Concretos de Cimento Portland**. Concreto: Ciência e Tecnologia, IBRACON, cap.12, p.1-38, 2011.

ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA ENTRE OS CONCRETOS AUTO-ADENSÁVEL E CONVENCIONAL

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 07/11/2020

Anderson Renato Vobornik Wolenski

Instituto Federal de Santa Catarina (IFSC)
Departamento de Engenharia Civil
São Carlos – SC
<https://orcid.org/0000-0002-5709-1965>

João Paulo Boff Almeida

Universidade Federal de São Carlos (UFSCar)
Departamento de Engenharia Civil
São Carlos – SP
<http://lattes.cnpq.br/8939248001004613>

André Luís Christoforo

Universidade Federal de São Carlos (UFSCar)
Departamento de Engenharia Civil
São Carlos – SP
<http://lattes.cnpq.br/7623383075429186>

Wallace Cavalcante Ferrão

Instituto Federal de Santa Catarina (IFSC)
Departamento de Engenharia Civil
São Carlos – SC
<http://lattes.cnpq.br/0116692741419359>

RESUMO: A composição de custos de concretos usinados estabelece dois grupos principais: os insumos utilizados e a mão-de-obra envolvida; ainda assim, grupos referentes ao consumo de energia, manutenção de material acabado e efeitos adversos também contribuem no valor final do metro cúbico do concreto. Neste contexto, as altas taxas de fluidez,

auto adensamento, trabalhabilidade e melhor acabamento tornam o Concreto Auto-Adensável (CAA) uma alternativa viável frente a escalada dos custos relativos a mão-de-obra. Porém, a exigência de aditivos e correção de finos elevam o custo material referente à composição do CAA se comparado ao custo da composição de um Concreto Convencional (CCV). Dessa forma, essa pesquisa se desenvolve a partir de ensaios com concretos CAA e CCV a partir do uso do CP II-Z-32 (com adição de Metacaulim) comparando os custos globais para concretos com resistências médias (f_{cm}) entre 30 e 50 MPa aplicadas no contexto da construção civil no oeste catarinense. O custo total (sem a inserção de Despesas e Bonificações Indiretas) mostra que CAAs de classes com $f_{cm} < 40$ MPa com CP II-Z possuem custo médio 4,50% inferior ao CCV de referência ($f_{cm} = 30$ MPa). Os custos globais não avaliam os ganhos em longo prazo o que tornam os CAAs de elevadas resistências ainda mais competitivos. Ademais, a redução média da carga operária de 20% para 10% sobre os custos finais também mostram um quadro otimista quanto a crescente viabilidade do CAA na construção civil.

PALAVRAS-CHAVE: Redução de custos, Construção Civil, Concretos Especiais.

TECHNICAL AND ECONOMIC FEASIBILITY STUDY AMONG CONCRETE SELF-ADMIRABLE AND CONVENTIONAL

ABSTRACT: The cost composition of machined concrete establishes two main players: the necessary materials and the workforce; besides

these, other players that concern the power consumption, maintenance of the final piece and adverse effects also contribute to the final value of the concrete cubic meter. From this subject, the high rates of fluidity, self adensing, workability and better finishing make the Self-Compacting Concrete (SCC) a viable alternative before the cost elevation of the workforce. However, the exigence of additives and fine corrections elevates the costs related to SCC material composition when compared to material composition of Conventional Concrete (CC). This way, this study is developed from tests with SCC and CC using Portland Cement PC II-Z-32 (with addition of Metakaolin) comparing the global costs for producing concretes in an average strength range (f_{cm}) between 30 and 50 MPa applied in the context of civil construction in the west of Santa Catarina. The total cost (without adding the Budget Difference Income) shows that SCCs of $f_{cm} < 40$ MPa using PC II-Z are 4,50% cheaper than reference CC ($f_{cm} = 30$ MPa). The global costs do not include the gain in a long term prediction what may make even the High-Strength SCCs competitive before the CCs. In addition to that, the average reduction of the workforce load from 20% to 10% over the final cost also shows an optimist panorama for the growing use of the SCCs in civil construction.

KEYWORDS: Cost reduction, Civil Construction, Special Concrete.

1 | INTRODUÇÃO

O uso de estruturas em concreto resulta na necessidade de estudos que permitam o avanço de determinadas características deste material, de modo a superar os novos desafios da construção civil. Dentre estes, a crescente demanda pela utilização do Concreto Auto-Adensável (CAA) ocorreu em função de sua capacidade de aliar resistência mecânica com fluidez, coesão e trabalhabilidade. Como principal característica sua uma grande fluidez possibilita seu adensamento pelo seu próprio peso, capaz de preencher a forma e passar por embutidos (densas armaduras e dutos), enquanto mantém sua homogeneidade (ausência de segregação) nas etapas de mistura, transporte, lançamento e acabamento (NBR 15823, 2017, p. 2).

Historicamente, o CAA foi desenvolvido no Japão, por volta de 1983, com grande aplicação em obras de pontes daquele país (cita-se a ponte Akashi-Kaikyo). Este tipo de concreto plástico ganha destaque no Brasil no início dos anos 2000 com o emprego em edifícios na cidade de Goiânia. OKAMURA (1997), pioneiro em pesquisas nesta temática, define o CAA como um material tão fluido que pode ser lançado facilmente, sem necessidade de vibração ou outros meios de compactação, mantendo-se homogêneo, coeso e sem segregação.

O atendimento aos parâmetros de elevada fluidez e trabalhabilidade implicam em um concreto com altas taxas de abatimento providas, principalmente, da utilização de aditivos superplastificantes, que permitem elevar a fluidez do concreto sem aumentar os valores da relação água/cimento (a/c), bem como manter a coesão das partículas, evitando a ocorrência da segregação ou exsudação do concreto.

A utilização do CAA em substituição ao concreto convencional ainda causa receio

para grande maioria. Isto porque poucos sabem que esse concreto tem como vantagem uma maior durabilidade e fácil aplicação, uma vez que a sua elevada fluidez dispensa a utilização de vibradores no processo de lançamento, quanto que o concreto convencional apresenta uma elevada durabilidade e uma excelente qualidade no final da obra, entretanto, requer maior mão-de-obra e cuidados durante o processo de lançamento.

Na região oeste catarinense são poucos os estudos voltados à aplicação de CAAs nas indústrias de concreto. Quando mencionada a utilização do cimento Portland CP II-Z-32 nos estudos de dosagem do CAA, a quantidade de pesquisas ainda são insuficientes, apesar da crescente demanda por materiais que contribuam com a elevação da produtividade na construção civil.

Neste contexto, esta pesquisa objetivou elaborar pesquisas para produção de CAA com três relações água/cimento (a/c) sendo os $a/c = 0,44$; $a/c = 0,50$ e $a/c = 0,57$, com uso do cimento CP II-Z-32, realizando a evolução dos custos destas diversas dosagens com o custo de um CCV de referência com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ no contexto de aplicação para a região oeste de Santa Catarina.

2 | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Materiais Empregados e sua Caracterização

No presente trabalho empregou-se o cimento CP II-Z-32, a adição mineral de Metacaulim e o aditivo superplastificante S3535. A seguir será explanado um detalhamento dos materiais constituintes do CAA aqui estudado.

2.1.1 Cimento Portland CP II-Z-32

A aceitação e uso desse cimento expandiu-se nos últimos anos e nos dias atuais, mais da metade de todo o cimento consumido no Brasil é do tipo composto, seja ele E (escória), F (fíler) ou Z (pozolana) (ABCP, 2017).

O CP II-Z-32 contém adição de material pozolânico que varia entre 6% e 14% em massa, o que confere ao cimento menor permeabilidade, sendo ideal para obras subterrâneas com presença de água, inclusive marítimas. O mesmo pode conter adição de material carbonático (fíler) no limite máximo de 10% em massa. A norma brasileira que trata deste tipo de cimento é a NBR 11578 (1991).

Optou-se por trabalhar com esse tipo de cimento devido a sua difusão no mercado, podendo assim estabelecer relações de igualdades entre as partes, possibilitando desse modo, uma análise mais detalhada dos resultados de viabilidade técnica e econômica entre os concretos CAA e convencional. Na Tabela 1 são apresentadas as características físico-químicas deste cimento.

DADOS TÉCNICOS DO FABRICANTE	
Finura na peneira # 200 (%)	≤12,0
Tempo de início de pega (h:min)	≥1
Tempo de fim de pega (h:min)	≤10
Resistência à compressão: 7 dias (MPa) / 28 dias (MPa)	≥20,0 / ≥32,0
Característica principal	Diversas possibilidades de aplicação
Percentual de material pozolânico	6 a 14% de pozolana.

Tabela 1 - Características Física e Química do Cimento Portland CP II-Z-32.

Fonte: Boletim Técnico do Fabricante, 2018.

2.1.2 Aditivo Superplastificante S3535

O uso de aditivos superplastificantes permite que se alcance a alta fluidez nas misturas, já que sua base de carboxilatos permite uma redução significativa da quantidade de água. O aditivo S3535 (Tabela 2) é aplicado principalmente na confecção de Concretos de Alta Resistência (CAD), CAA e na indústria de pré-moldados. Tal aditivo é incorporado ao concreto através dos efeitos de absorção superficial nas partículas de cimento, produzindo concretos de alta resistência com excelente fluidez. Porém, deve-se atentar para o efeito da superdosagem que pode provocar a exsudação do concreto.

ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE S3535	
Base química	Solução de policarboxilato em meio aquoso
pH	5,0 ± 1,0
Teor de sólidos	28,5 e 31,5%
Aspecto	Castanho
Massa específica	1,08 ± 0,02 kg/ litro

Tabela 2 - Propriedades E Características Do Aditivo Superplastificante S3535.

Fonte: Boletim Técnico do Fabricante, 2018.

2.1.3 Adição Mineral de Metacaulim

A adição de finos proporciona melhoria em diversas propriedades para os estados fresco e endurecido. Os finos atuam como pontos de nucleação, isto é, quebram a inércia do sistema fazendo com que as partículas de cimento sofram reação mais rápida com a água, ocasionando ganho de resistência nas primeiras idades. Atuam ainda no aumento do pacote de fino, fazendo com que haja um crescimento na densidade da pasta, dificultando

a penetração de agentes agressivos e melhorando a zona de transição (TUTIKIAN, 2004).

Os efeitos da relação α/c , assim como o uso do Metacaulim em vários níveis de dosagem, foram estudados experimentalmente por PHELPS (2006), concluindo-se que esta adição mineral contribui significativamente para o alto desempenho do concreto, através da redução da permeabilidade e da elevação da resistência mecânica à compressão. Assim, o fino Metacaulim é um produto procedente de matérias-primas criteriosamente selecionadas, que passam por um rigoroso processo de fabricação totalmente controlado, ao contrário de outras adições minerais que normalmente são rejeitos industriais secundários.

Na Tabela 3 têm-se as características físicas e químicas fornecidas pelo fabricante do produto *Metacaulim HB* empregado neste estudo.

DADOS TÉCNICOS DO FABRICANTE	
Massa específica / Massa unitária (g/cm ³)	2,60 / 0,55
Área específica (cm ² /g)	18000
Resíduo na peneira ABNT 325 (peneiramento úmido)	< 5%
Recomendações de uso para cimentos Portland compostos	5 a 15% (com relação ao peso do cimento)

Tabela 3 - Características Físicas E Químicas do Metacaulim Adotado Nos Ensaios Experimentais.

Fonte: Boletim Técnico do Fabricante. 2018.

3 I FUNDAMENTOS EXPERIMENTAIS DA PESQUISA

Os ensaios experimentais delineiam os parâmetros do CAA para os estados, fresco e endurecido, capazes de produzir concretos com custo competitivo ao CCV de referência aqui apresentado. Para isto, empregou-se a metodologia de dosagem proposta por REPETTE-MELO (MELO, 2005) para as três relações (0,44; 0,50 e 0,57) visando à obtenção de CAAs com resistências mecânicas na ordem de 30 MPa, 35 MPa e 40 MPa, respectivamente.

3.1 Método de Dosagem para Produção das Pastas

O método REPETTE-MELO define as proporções do CAA tendo como ponto de partida uma dada resistência à compressão. O método se distingue por não exigir em nenhuma de suas etapas o julgamento subjetivo da qualidade da mistura. Todos os componentes do concreto são ajustados com base em ensaios rápidos e de custo acessível, bem como em resultados quantitativos, a fim de eliminar decisões que dependam do conhecimento experimental. Melo (2005) destaca que a parcela considerada adição mineral deve ter diâmetro inferior a 0,075 mm, os agregados devem possuir granulometria contínua e os agregados graúdos diâmetros não maiores que 10 mm. Ressalta-se a importância da verificação da estabilidade da mistura, que não deve apresentar segregação, exsudação

e perdas de fluidez, tendo como parâmetro a proporção água/aglomerante segundo exigências de resistência à compressão ou durabilidade, a exemplo do que ocorre com os concretos convencionais.

A Figura 1 ilustra as etapas do método. Nota-se que o processo de dosagem proposto preconiza o ajuste do teor de aditivo superplastificante em todas as fases de dosagem, pois o aditivo possui relação direta com o custo final do concreto, além de evitar problemas como segregação ou exsudação caso o mesmo seja empregado de maneira inadequada durante a dosagem do concreto.

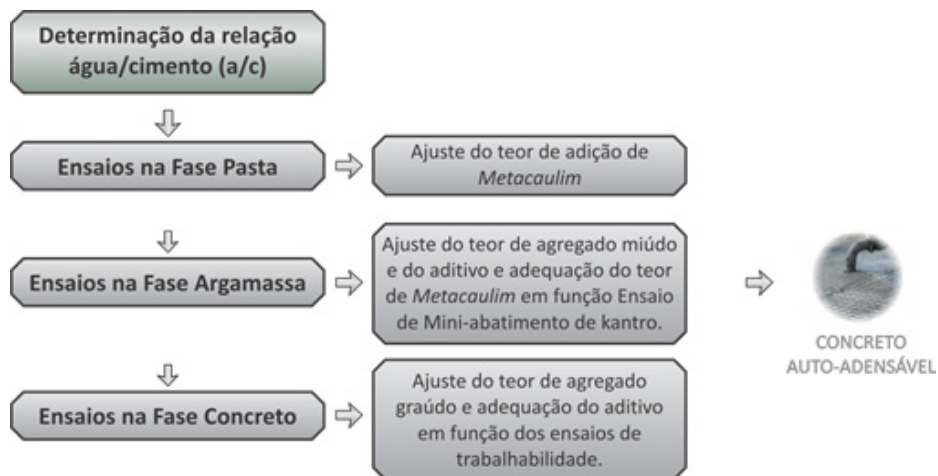


Figura 1 - Fluxograma de dosagem do CAA via Método REPETTE-MELO (WOLENSKI, 2010).

3.2 Ensaios de Controle do CAA

Um dos principais procedimentos experimentais para a elaboração do CAA está na diminuição da relação a/c com a conservação de suas propriedades de fluidez e trabalhabilidade. Assim, o uso de aditivos em quantidades normalizadas pode resultar no aumento da trabalhabilidade por um período maior de tempo e na elevação de sua resistência e durabilidade, em virtude do decréscimo do fator a/c . Segundo FACCIN *et al.* (2017), uma dosagem adequada de adição mineral pode conferir uma melhoria na coesão das partículas e, em consequência, contribuir diretamente na prevenção de fenômenos patológicos, como a exsudação e a segregação do CAA. Neste sentido, os ensaios de controle propostos neste trabalho buscam avaliar a fluidez, trabalhabilidade, coesão e exsudação, por meio de ensaios de controle para os estados fresco e endurecido do CAA, visando determinar os percentuais ótimos de cada material.

3.2.1 Estado Fresco

Sob a ótica da trabalhabilidade, produzir um concreto no estado fresco sob altas taxas de adensamento, exige elevada fluidez com viscosidade e coesão suficientes entre as partículas do compósito, a fim de garantir um escoamento contínuo e uniforme sem a ocorrência de segregação ou exsudação que podem, em consequência, proporcionar o bloqueio do concreto entre as armaduras.

O adensamento, por sua vez, pode ser caracterizado por três requisitos principais, sendo estes a capacidade de preenchimento, a resistência à segregação e a capacidade de transpasse entre armaduras densas. Visando avaliar tais requisitos que os ensaios de controle no estado fresco são imprescindíveis para obtenção de um CAA de qualidade.

Para o presente trabalho, foram realizados os ensaios de espalhamento, seguindo o que preconiza a NBR 15823-2 (2010), com o ensaio anel J (NBR 15823-3, 2010) realizado na sequência. A Figura 2 ilustra tais ensaios, capazes de mensurar a fluidez e a habilidade passante do CAA.

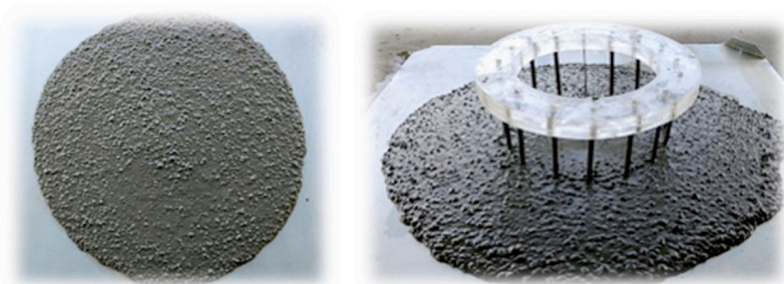


Figura 2 - Ensaio de espalhamento e do anel J, ambos com fluidez adequada.

Sequencialmente, foram realizados os ensaios do funil V (NBR 15823-5, 2010), da caixa L (NBR 15823-4, 2010) e do tubo U (GOMES, 2002). Tais ensaios avaliam o CAA quanto a trabalhabilidade e fluidez, além de avaliar sua habilidade passante e a ocorrência de segregação e exsudação (Figura 3).

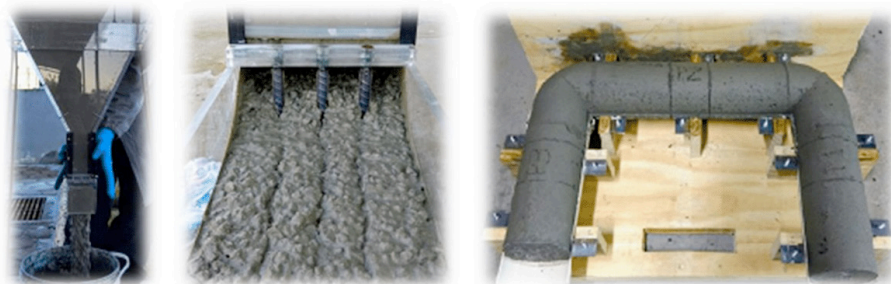


Figura 3 - Ensaio para o funil V (Fluidez ideal), caixa L (Princípio de segregação) e tubo U.

3.2.2 Estado Endurecido

Os corpos de prova seguiram as instruções estabelecidas na normativa brasileira NBR NM 33 (1998), a qual estabelece o procedimento para a coleta e a preparação de amostras de concreto fresco sobre as quais serão realizados ensaios que permitam determinar suas propriedades. Para o CAA em estado endurecido foram confeccionados corpos-de-prova cilíndricos (10x20 cm), sendo três para cada uma das idades de 3, 7, 21 e 28 dias, visando a obtenção da resistência mecânica à compressão para as três relações a/c estudadas. A Figura 4 ilustra corpos de prova rompidos após a idade de 28 dias.



Figura 4 - Corpos-de-prova do CAA após o ensaio de resistência mecânica.

4 | RESULTADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS

A fim de sintetizar os resultados deste trabalho serão abordados na sequência os resultados obtidos para as três relações a/c estudadas. Os resultados estão divididos em ensaios obtidos no estado fresco do concreto, assim como os resultados encontrados para o estado endurecido.

Na Tabela 4, foram agrupados todos os parâmetros encontrados nos ensaios para o CAA no estado fresco, para as três relações a/c apresentadas neste trabalho. Tais resultados utilizados para a classificação da fluidez e escoamento (SF) e habilidade passante do CAA (PL ou PJ) e compõem requisitos de aceitação do concreto Auto-Adensável no estado fresco.

ENSAIO	FUNIL-V	SLUMP FLOW	ANEL-J	CAIXA-L	TUBO-U
Relação a/c	Escoamento (T-30seg)	Espalhamento (milímetros)	Espalhamento (milímetros)	Relação H_1 e H_2	Relação P_1 , P_2 e P_3
0,44	**	672	685	0,93	**
0,50	1'90"	650	632	0,98	1,18 e 1,11
0,57	**	682	675	0,99	**

** Ensaio não realizado, por ser de difícil mensuração e por não resultar em parâmetros mínimos para validação.

Tabela 4 - Síntese dos Parâmetros do CAA para o Estado Fresco.

Na Tabela 5 e Figura 5, estão agrupados os resultados da resistência à compressão média (f_{cm}) para o CAA no estado endurecido.

Idade (dias)	Resistência mecânica à Compressão (em MPa) - média de 3 CPs		
Relação a/c	0,44	0,50	0,57
3	26,39	21,33	14,97
7	35,87	31,60	23,60
14	43,90	37,37	27,73
21	43,90	40,83	31,97
28	48,967	43,067	33,467

Tabela 5 - Síntese dos Parâmetros do CAA para o Estado Endurecido.

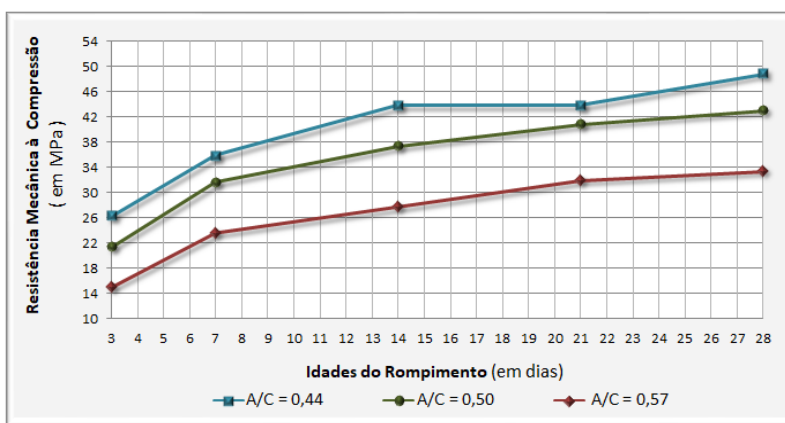


Figura 5 - Resultados de Resistência Mecânica à Compressão para os três a/c Estudados.

4.3 Estimativa de custos

Os custos do CAA moldado neste trabalho foram definidos para um metro cúbico para as três relações de água/cimento. Os custos para um concreto convencional de 30MPa também foram estimados e avaliados a fim de comparação. Os resultados estão disponíveis na Tabela 6 e mostram que o CAA com maior relação água cimento leva a um concreto 4,51% mais barato do que o Concreto Convencional de 30 MPa. Logo, para este concreto que resultou em uma resistência à compressão média de 33,4 MPa; os custos são mais atraentes que àqueles mostrados para o concreto convencional.

ETAPAS	CCV		CAA - $a/c = 0,57$		CAA - $a/c = 0,50$		CAA - $a/c = 0,44$	
	Mão-de-obra	Custo (R\$/m³)	Mão-de-obra	Custo (R\$/m³)	Mão-de-obra	Custo (R\$/m³)	Mão-de-obra	Custo (R\$/m³)
Composição do Concreto	0	R\$ 288,14	0	R\$ 313,16	0	R\$ 342,93	0	R\$ 369,11
Mistura do Concreto	1	R\$ 3,43	1	R\$ 3,43	1	R\$ 3,43	1	R\$ 3,43
Transporte	1	R\$ 15,49	1	R\$ 15,49	1	R\$ 15,49	1	R\$ 15,49
Aplicação do Desmoldante	3	R\$ 10,66	3	R\$ 10,66	3	R\$ 10,66	3	R\$ 10,66
Adensamento	5	R\$ 26,70	2	R\$ 5,34	2	R\$ 5,34	2	R\$ 5,34
Acabamento	4	R\$ 7,03	2	R\$ 1,41	2	R\$ 1,41	2	R\$ 1,41
Reparos	2	R\$ 14,55	0	R\$ 0,00	0	R\$ 0,00	0	R\$ 0,00
Custo Total Sem BDI (R\$)	-	R\$ 366,00	-	R\$ 349,49	-	R\$ 379,26	-	R\$ 405,44

Tabela 6 - Planilha Comparativa entre os Concretos CCV de Referência e os CAAs elaborados.

A Tabela 7 mostra os resultados obtidos por GEYER *et al* (2004) e TUTIKIAN (2004) para os concretos de e respectivamente. O concreto de é o moldado neste trabalho. A Tabela mostra valores de 2004 e 2018, o que pode mostrar que concretos de com o traço e relação a/c modificados e melhorados pode contribuir com a desoneração do concreto, inclusive o de 20 MPa.

COMPOSIÇÃO	20 MPa		30 MPa		40 MPa	
	CCV	CAA	CCV	CAA	CCV	CAA
Concreto	89,08	105,39	78,73	85,57	91,43	93,04
Mão-de-obra	7,03	2,23	13,98	8,47	5,52	1,75
Equipamentos e Energia Elétrica	3,89	0,39	7,29	1,46	3,05	0,31
Total	100	108,01	100	95,5	100	95,1

Tabela 7 - Custo de CAA e CCV para Três Classes de Resistência.

TUTIKIAN (2004, p. 124) demonstrou, naquele ano, um custo de R\$ 247,65 para um CAA de 30 MPa para um concreto moldado com Metacaulim sem aditivo modificador de viscosidade. Os autores obtiveram um custo de R\$ 349,49 o que mostra um crescimento absoluto de 41,12% entre 2018 e 2004 (30,24% quando corrigido pelo CUB entre Porto Alegre e Chapecó - Sinduscon).

5 | CONCLUSÕES

Este trabalho faz parte das pesquisas recentes desenvolvidas no IFSC, câmpus São Carlos, que objetiva investigar a viabilidade da produção de CAA dosados com agregados existentes na região oeste catarinense. Como uma pequena parcela deste projeto, o trabalho aqui apresentado objetivou iniciar o desenvolvimento, em escala laboratorial, de um traço de CAA com uso do cimento Portland CP II-Z-32 e agregados oriundos da região, a fim de inseri-lo, em escala comercial, em indústrias e usinas de concreto da região.

Além disso, este trabalho contribuiu no desenvolvimento de pesquisas de inovação tecnológica em concretos especiais que tenham como característica o uso de aditivos redutores de água, objetivando obter ganhos de resistência mecânica, fluidez e trabalhabilidade, tal como o CAA aqui apresentado.

A partir dos ensaios de controle, em seu estado fresco, foram obtidos um CAA com uma elevada fluidez e sem qualquer indício de segregação e/ou exsudação. Já para o ensaio em estado endurecido, a resistência mecânica à compressão média (f_{cm}) obtida de 47,7 MPa, 40,3 MPa e 34,7 MPa aos 28 dias, dentro do esperado inicialmente, já que dentre os objetivos iniciais projetou-se obter um traço com resistência próxima de 40 MPa para uso em elementos estruturais pré-moldados, etapa esta que se encontra em fase de implantação.

TUTIKIAN (2004) trouxe em seu trabalho traços entre 1:3 e 1:4,5 como sendo os que geram menor custo por MPa de CAA. Este trabalho mostrou que o CAA com relação $a/c = 0,57$ gera um concreto com $f_{cm} = 33,4$ MPa a um custo 4,5% menor que o CCV de 30 MPa. O concreto foi moldado com traço 1:4,1 (agregado fino + agregado graúdo) e utilizou o superplastificante S3535 e adição de fino do tipo metacaulim, apesar de TUTIKIAN (2004) indicar que a adição de fino de cinza de casca de arroz pode gerar um CAA mais barato. Eventualmente, percebe-se pela Tabela 7 que os custos relativos a mão-de-obra do CAA de 30 MPa são bem mais impactantes do que para os concretos de 20 e 40 MPa, isso mostra a evolução dos custos relativos a pessoal com o passar dos anos. Considerando que os resultados de GEYER *et al.* (2004) e TUTIKIAN (2004) para os concretos de 20 e 40 MPa mostravam um custo maior para insumos e menor para a mão-de-obra. Ao fim, consolida-se o decréscimo de custos do CAA no decorrer dos anos e preços competitivos para resistências usuais de estruturas da construção civil. Ademais, a alteração para finos menos onerosos que o Metacaulim (casca de arroz) pode gerar CAAs ainda mais baratos

que o CCV de referência aqui apresentado.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 11578: Cimento Portland Composto**. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15823-1: Concreto Auto-Adensável. Parte 1 – Classificação, controle e recebimento no estado fresco**. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR 15823-2: Concreto Auto-Adensável. Parte 2 – Determinação do Espalhamento e do Tempo de Escoamento – Método do Cone de Abrams**. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15823-3: Concreto Auto-Adensável. Parte 3 – Determinação da Habilidade Passante – Método do Anel J**. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15823-4: Concreto Auto-Adensável. Parte 4 – Determinação da Habilidade Passante – Método da Caixa L**. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15823-5: Concreto Auto-Adensável. Parte 5 – Determinação da Viscosidade – Método do Funil V**. Rio de Janeiro, 2010.

FACCIN, C.L.; BACHENDORF, V.L.; PRADELLA, M.; SIEG, A.P.A.; WOLENSKI, A.R.V. **Análise do Comportamento de Pastas de Cimento com Adição de Metacaulim para uso em Concretos Auto-Adensáveis**. In: 59º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais. Bento Gonçalves-RS, IBRACON, 2017.

GEYER, A.L.B. e SÁ, R.R. **Utilização de concreto Auto-Adensável em estruturas de edifícios com custos inferiores ao concreto convencional**. In: 12º Prêmio Falcão Bauer, 2004.

GOMES, P.C.C. **Optimization and Characterization of High-Strength Self-Compacting Concrete**. Tese de doutorado. Barcelona, 139 p., 2002.

MELO, K.A. **Consideração à Dosagem de Concreto Auto-Adensável com Adição de Filer Calcário**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). 180 p., Florianópolis, Santa Catarina, 2005.

OKAMURA, H. **Self-Compacting High Performance Concrete**. In: Concrete International, ACI. v. 19. n. 7. p. 50-54, 1997.

PHELPS, R.J. **Optimization of Water and Metakaolin Content to Achieve High Performance in Concrete**. 146 p., Southern Illinois University, 2006.

REPETTE, W.L. **Self-compacting concrete – a labor cost evaluation when used to replace traditional concrete in building construction**. In: 5th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Ghent, Bélgica, 2007.

TUTIKIAN, B.F. **Métodos para dosagem de concretos Auto-Adensáveis**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). 148 p., Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2004.

WOLENSKI, A.R.V. **Estudos Teórico e Experimental do Concreto Auto-Adensável frente ao emprego do Cimento CP IV e da Adição Mineral de Metacaulim**. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado de Mato Grosso (UNEMAT), 150 p, Sinop-MT, 2010.

CAPÍTULO 8

ESTUDO EXPERIMENTAL DE SISTEMA DE ANCORAGEM POR CORDÃO DE FIBRAS DE CARBONO EM VIGAS REFORÇADAS À FLEXÃO COM PRFC

Data de aceite: 01/02/2021

Data da submissão: 06/11/2020

Adriano Vieira Risson

Centro Universitário Dinâmica das Cataratas
UDC
Foz do Iguaçu – PR
<http://lattes.cnpq.br/7862700843935842>

Nara Villanova Menon

Universidade Estadual de Maringá – UEM
Departamento de Engenharia Civil- DEC/PCV
Maringá – PR
<http://lattes.cnpq.br/7744184284656989>

Maicon de Freitas Arcine

Universidade Estadual de Maringá – UEM
Departamento de Engenharia Civil- DEC/PCV
Maringá – PR
<http://lattes.cnpq.br/8097716930628529>

Luiz Fernando Colusso

Universidade Estadual de Maringá – UEM
Departamento de Engenharia Civil- DEC/PCV
Maringá – PR
<http://lattes.cnpq.br/3753016165420719>

RESUMO: Na engenharia há uma significativa preocupação sobre a segurança e eficácia dos reforços de elementos de concreto armado com polímeros reforçados com fibras de carbono em função do grande potencial de falhas de descolamentos. Assim, pretende-se avaliar o comportamento estrutural de vigas de concreto armado, reforçadas com tecido de fibras de

carbono, utilizando mecanismos de ancoragem compostos pela inserção de cordões de fibra de carbono no concreto. Foram ensaiadas cinco vigas para análise do sistema aplicado em reforços de flexão. Todas as vigas foram ensaiadas com aplicação de cargas transversais e instrumentadas para avaliar a carga de ruptura, deslocamento vertical, deformação específica no aço, concreto e reforço e o modo de ruptura. Foram constatados ganhos, principalmente na ductilidade das vigas e no aumento de sua capacidade resistente, que chegou a apresentar acréscimos de 67% em relação às vigas sem reforço, em média. Através deste resultado, concluiu-se que o sistema de ancoragem por inserção de cordão de fibras de carbono se mostrou eficiente para esse tipo de reforço, possibilitando o aproveitamento total da capacidade resistente do material.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto armado, Fibras de Carbono, Reforço, Ancoragem.

EXPERIMENTAL STUDY FOR CARBON FIBER ANCHORING SYSTEM IN FLEXURAL STRENGTHENED BEAMS WITH CFRP

ABSTRACT: Failures due to detachments of carbon fibers reinforced polymers cause great concern with the safety and effectiveness of reinforcements in strengthened concrete elements. In view of this problem, we intend to evaluate the structural behavior of reinforced concrete beams, strengthened with carbon fiber fabric, using anchoring mechanisms composed by the insertion of carbon fiber cords in the concrete. Five beams were tested to analyze

the system applied to flexural strengthening. All beams were tested with the application of transverse loads and instrumented to assess the breaking load, vertical displacement, specific deformation in the steel, concrete, reinforcement, and the breaking mode. Gains were found, mainly in the ductility of the beams and in the increase of their resistant capacity, which reached an increase of 67% in relation to the beams without strengthening, on average. Through this result, it was concluded that the anchoring system by inserting carbon fiber cord proved to be efficient for this type of strengthening, allowing the full use of the material's resistant capacity.

KEYWORDS: Reinforced concrete, Carbon Fiber, Strengthening, Anchorage.

1 | INTRODUÇÃO

A aplicação de compósitos de fibra de carbono no concreto armado tem sido difundida no mundo. A necessidade de recuperar estas estruturas, cada vez mais frequente, aliada a facilidade de execução, leveza, rapidez e trabalhabilidade do material, além da resistência à corrosão, podem ser considerados fatores importantes na difusão da utilização dos compósitos de fibra de carbono em substituição a outros reforços, como por exemplo, as chapas de aço.

O surgimento destas novas técnicas de reforço levou a uma crescente utilização em estruturas, no entanto, o fato da aplicação do compósito ser feita através de colagem gera uma necessidade de se estudar melhor o comportamento conjunto dos materiais, de modo a aumentar a confiança e segurança do reforço. Muitas publicações têm dado atenção especial à zona de ligação dos materiais concreto, adesivo e PRFC (Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono), com o objetivo aprimorar o conhecimento do comportamento geral desta região, criando critérios para prevenir e eliminar as rupturas prematuras (MENON e PADARATZ, 2008).

A aderência entre a manta de fibras de carbono e o substrato de concreto é um dos fatores mais estudados em pesquisas com esse sistema de reforço. Existe a possibilidade da ocorrência de ruptura prematura do elemento estrutural, caracterizada pela ocorrência nas extremidades do reforço, onde ocorre tensões elevadas normais e tangenciais, provocando o descolamento do compósito ao concreto (MENDES e SILVA COSTA, 2010).

A delaminação do reforço ou o descolamento do compósito, modos de ruptura de elementos reforçados, podem ocorrer se a força solicitante no PRF for maior que o substrato de concreto pode resistir (ACI 440-2R, 2017).

A distribuição da tensão de cisalhamento entre o substrato de concreto e o compósito de PRF pode variar de acordo com a intensidade da força de tração no reforço. Para cargas menores a concentração de tensões está localizada mais distante da extremidade de ligação entre o concreto e o reforço, enquanto que ao ponto que se eleva o carregamento, esse pico de tensões se aproxima do extremo do compósito (BULLETIN 14 -fib, 2001).

O presente trabalho tem como objetivo analisar experimentalmente a eficiência da aplicação de sistema de ancoragem para reforço de vigas com fibra de carbono, submetidas

à flexão e ao cisalhamento, através da utilização de inserção de cordão de fibra de carbono no elemento de concreto.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

A análise experimental consiste em ensaios à flexão a quatro pontos, de cinco vigas de concreto armado, dimensionadas e armadas igualmente à flexão e ao cisalhamento. Essas vigas foram divididas conforme composição de reforço e incremento de ancoragem das fibras.

Foi executada uma viga de referência (VFR), feita em concreto armado somente, sem a utilização de algum tipo de reforço. A mesma serviu como parâmetro de referência para comparações com valores de rigidez das demais vigas, variando de acordo com a utilização dos reforços propostos.

A viga VF0 foi construída a partir da configuração original, com o incremento da utilização de reforço à flexão de manta em fibra de carbono, através de colagem do tecido na face tracionada do elemento de concreto armado. Esse modelo serviu para, além de comparar o aumento de rigidez provocado pela aplicação do reforço, também possibilitar a obtenção de valores de referência para um comparativo com as vigas que foram construídas com sistema de ancoragem da manta.

As vigas VF1, VF2 e VF3 foram executadas idênticas ao modelo da Viga VF0, entretanto, com o incremento de ancoragem do reforço em fibras de carbono através do sistema de cordão de fibras de carbono. Nesse modelo, objetivou-se analisar o aumento de rigidez das vigas que utilizam o sistema de ancoragem, com relação às vigas sem o sistema de ancoragem. Foi possível, também, analisar o modo de ruptura das mesmas.

As armaduras longitudinais das vigas deste grupo foram dimensionadas através de processo iterativo de convergência momento x curvatura, de forma que as mesmas trabalhassem no domínio 2 de deformações, para que se possa avaliar o comportamento do reforço sem que haja ruptura do tipo frágil, por esmagamento da região comprimida do concreto.

Para a mesma finalidade, a armadura transversal foi dimensionada, utilizando os critérios da NBR 6118 (2014), para que a ruptura das vigas não aconteça por esmagamento das bielas comprimidas ou por escoamento dos estribos.

Assim, as vigas deste grupo foram construídas com armadura longitudinal composta por quatro barras de aço CA-50, com 6,3 mm de diâmetro, sendo duas superiores e outras duas inferiores. A armadura transversal foi formada por estribos de aço CA-60, com diâmetro de 5,0 mm, espaçados a cada 7 cm. O detalhamento das vigas é mostrado na Figura 1.

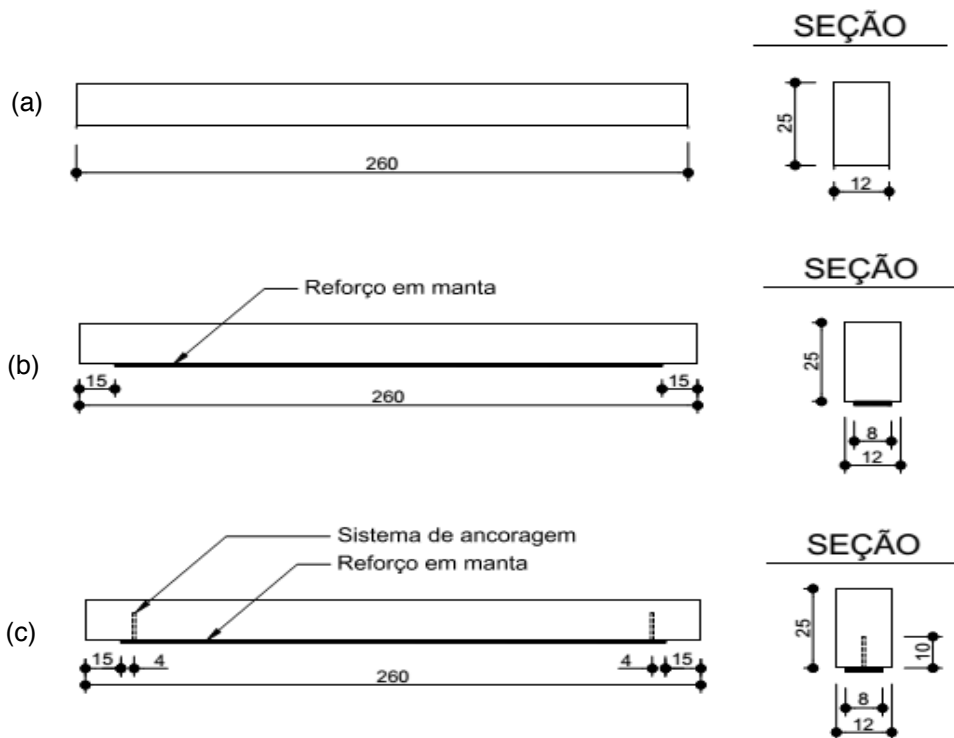


Figura 1 - Detalhamento dos sistemas de reforço e ancoragem à flexão; (a) VFR; (b) VF0; (c) VF1, VF2 e VF3.

O mecanismo de ancoragem estudado visa evitar ou retardar o desprendimento do reforço, através do aumento da rigidez do PRFC em suas extremidades. O tecido foi aplicado em apenas uma camada na face tracionada da viga, no sentido longitudinal ao seu eixo, e sem envolvimento lateral.

O posicionamento do sistema de ancoragem foi definido baseado em alguns estudos que apresentam a região de maior tensão entre o reforço e o concreto. Em função da falta de outros estudos que apresentem o comportamento do mecanismo quando solicitado, optou-se por utilizar essa configuração, podendo ser estendida a pesquisa com outras variáveis, em trabalhos futuros.

O início da aplicação do sistema de ancoragem se deu com a marcação do posicionamento que iriam ser executados.

Após a determinação do local onde seriam executadas as ancoragens, fez-se a furação do concreto onde funcionaria o sistema de ancoragem. Os furos foram feitos com o auxílio de furadeira de impacto equipada com broca de diâmetro de 18 mm e com profundidade de 100 mm. O processo de preparação para aplicação do mecanismo é mostrado na Figura 2.

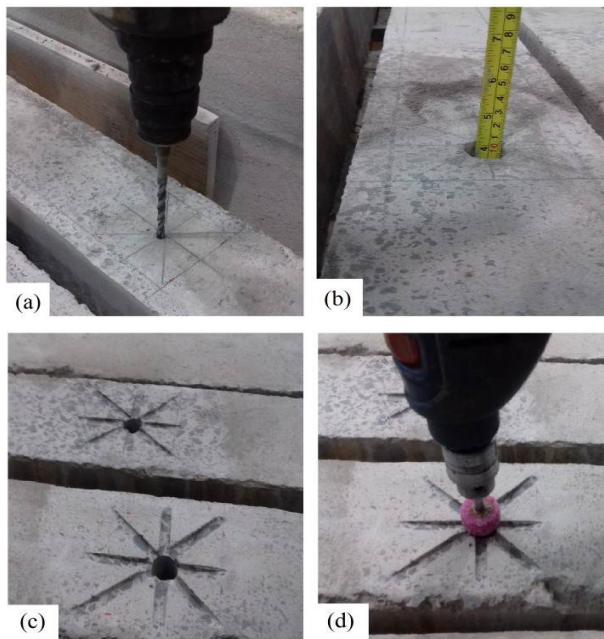


Figura 2 - Preparação para aplicação da ancoragem: (a) furação; (b) conferência da profundidade; (c) execução das fendas, e; (d) arredondamento dos cantos

A aplicação do cordão de fibras de carbono como ancoragem foi realizada seguindo as seguintes etapas. Primeiramente o cordão é cortado ligeiramente maior que a profundidade do furo. O cordão é impregnado com a resina, amarrado na extremidade com abraçadeira plástica para facilitar sua inserção. Em seguida os furos foram preenchidos com o adesivo de injeção até próximo à superfície, com aplicador e adesivo específico para ancoragem em orifícios como os utilizados. Dessa forma, a aplicação do adesivo da ancoragem se iniciou do fundo do furo até a superfície, evitando a presença de ar no local. O cordão, com comprimento maior que a profundidade do furo, tem seu excesso dividido nas oito fendas feitas no concreto e fixada com o adesivo de impregnação do reforço. O sistema de ancoragem aplicado é mostrado na Figura 3.



Figura 2 - Sistema de ancoragem aplicado

Todas as vigas foram submetidas à flexão simples em ensaio por quatro pontos, com o objetivo de se aproximar ao máximo dos esforços provocados por uma carga distribuída, conforme representada pela Figura 4.

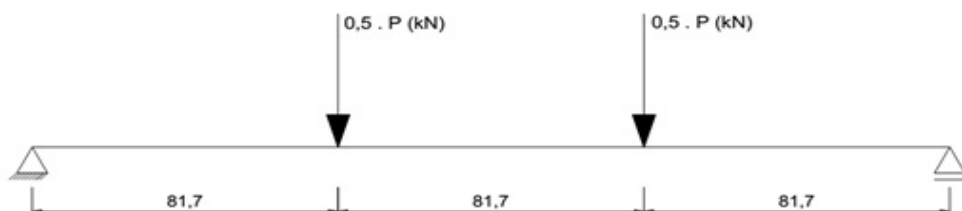


Figura 4 - Esquema de ensaio

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este item apresenta os resultados das cargas de rupturas, deslocamentos verticais e deformações nos materiais de cada viga.

3.1 Carga de fissuração

A avaliação da carga de fissuração foi determinada por uma análise visual, onde foram observadas as cargas referentes ao aparecimento destas fissuras. Em função disso, é importante salientar que, apesar dos cuidados tomados nesta análise visual, os valores podem ser um tanto imprecisos. Na Figura 5 é apresentada a comparação entre as cargas de fissuração das vigas estudadas.

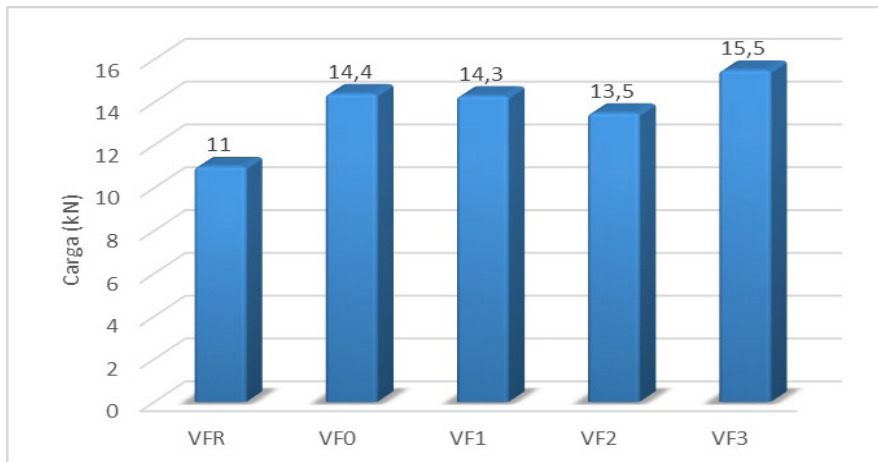


Figura 5 - Cargas de fissuração

Pode-se observar que a viga reforçada sem o mecanismo de ancoragem teve uma carga de fissuração de 30,91% superior à viga de referência. Já para as vigas VF1, VF2 e VF3 verificou-se valores com grande variação, que resultaram em uma média de carga de fissuração igual a 31,21% da viga VFR.

Silva (2001), em sua pesquisa experimental, verificou que somente as vigas com duas ou quatro camadas de reforço tiveram um retardamento do surgimento das primeiras fissuras, as quais resultaram em um acréscimo de carga de 29% e 43% maior que a viga de referência, respectivamente. Para viga com apenas uma camada, o autor observou um aumento de 14% e carga. Dessa forma, concluiu em seu trabalho que para o estado limite de utilização, o comportamento das vigas quanto ao aparecimento das fissuras só seria melhorado a partir da colagem da segunda camada de reforço. (SILVA,2001)

Fortes (2000) destaca em sua pesquisa que, em seu estudo experimental, as vigas reforçadas à flexão com uma camada tiveram suas cargas de fissuração semelhantes à viga de referência. O autor justifica o ocorrido pelo fato de esse efeito ser dependente da resistência do concreto no banzo tracionado, a qual é sensível para pequenos deslocamentos.

Ferrari (2002) em sua dissertação de mestrado, observou que as vigas reforçadas apresentaram um acréscimo médio de carga de fissuração de cerca de 25%. Deve-se destacar que, das oito vigas reforçadas estudadas, cinco obtiveram carga de fissuração 29% maior que a viga de referência.

Dessa forma, pode-se considerar que a intensidade da carga de fissuração das vigas está diretamente ligada com a aderência do reforço com o substrato de concreto, bem como sua quantidade e rigidez. Isso justifica a variabilidade dos resultados obtidos nos estudos.

3.2 Carga de ruptura

Para a análise do carregamento referente à ruptura por flexão das vigas ensaiadas a leitura foi feita por sistema eletrônico. Na Figura 6 é apresentada a intensidade das cargas de ruptura de cada uma das vigas.

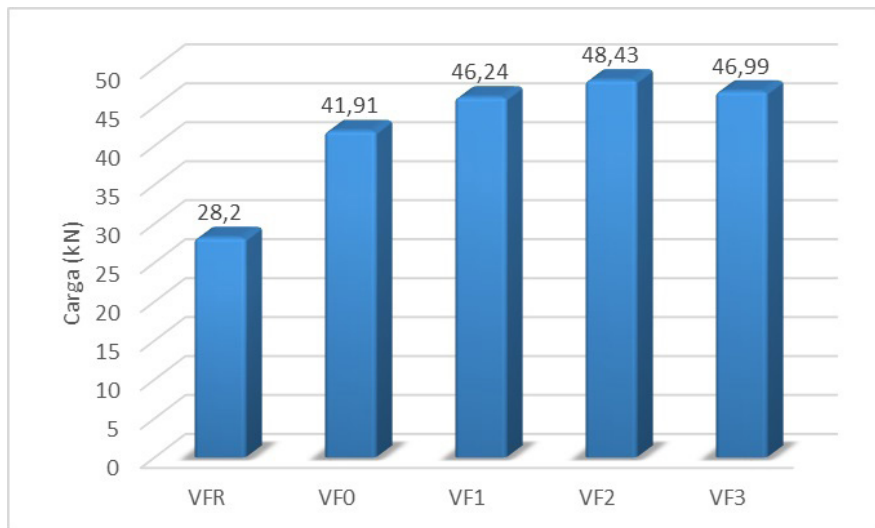


Figura 6 - Cargas de ruptura

A viga reforçada sem o sistema de ancoragem obteve um acréscimo de resistência à flexão de aproximadamente 48,62% em relação à viga de referência não reforçada. Analisando as vigas VF1, VF2 e VF3, foi possível observar que os mecanismos de ancoragem do reforço possibilitaram uma média de resistência à flexão de cerca de 67,44% maior que a viga VFR.

Chahrour e Soudki (2005) observaram que, no estudo experimental, a viga reforçada obteve um acréscimo de resistência à flexão de aproximadamente 26,3%. Para as vigas com mecanismo de ancoragem composto por chapas e parafusos, o incremento de carga foi de 36,2% em média.

Na pesquisa experimental de Beber (2003), as vigas reforçadas com uma camada de tecido em fibras de carbono apresentaram resistência à flexão média de 20,55% maior que a viga de referência não reforçada. Para as vigas reforçadas com seis camadas, esse acréscimo é de 63,4% de média.

Silva, Moreno e Ferreira (2012) utilizaram um mecanismo de ancoragem composto por colagem de tira de tecido lateral. Neste caso, nas vigas reforçadas com uma camada de manta de fibra de carbono, pôde-se observar o alcance do momento fletor último, aumentando a capacidade de carga das vigas em 40%. Já para as vigas compostas

por quatro camadas de tecido, observou-se um incremento da capacidade de carga de aproximadamente 257%.

Silva (2014) constatou em sua análise experimental que as vigas reforçadas, mesmo com um mecanismo de ancoragem composto por tiras de tecido de fibra de carbono colados transversalmente ao reforço, apresentaram colapso por descolamento do reforço ou destacamento do cobrimento.

Para o estudo apresentado, cabe ressaltar que nas vigas VF1, VF2 e VF3 o reforço foi solicitado até sua capacidade máxima. Isso comprova que, se aumentado o número de camadas de tecido, o acréscimo de carga aplicada na viga deve aumentar significativamente em relação às demais.

3.3 Deslocamentos verticais

O deslocamento vertical observado na viga depende de alguns fatores como carga aplicada, vão, tipos de vinculação, características dos materiais e geométrica da peça.

A aplicação de reforço em PRFC em vigas de concreto armado são praticamente desprezíveis para o aumento de sua seção transversal. Entretanto, pelas propriedades da fibra de carbono, o momento de inércia de sua seção tem aumento significativo, influenciando diretamente na rigidez do elemento estrutural.

Na Figura 7 é apresentado o comparativo dos deslocamentos verticais no meio do vão de todas as vigas estudadas. Pode-se observar que, quanto aos deslocamentos verticais, todas as vigas reforçadas tiveram comportamento semelhante até próximo às cargas de ruptura. A viga VF0 apresentou rigidez muito parecida com as demais vigas reforçadas mesmo sem possuir os mecanismos de ancoragem, até a ruína por descolamento.

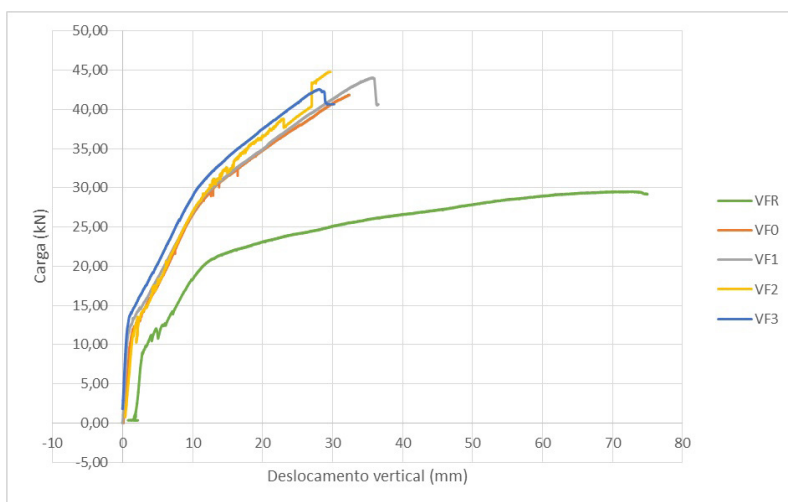


Figura 7 - Deslocamento vertical das vigas

Nesse contexto, é importante analisar na Figura 7 que próximo às cargas de ruptura das vigas VF1, VF2 e VF3 acontecem algumas oscilações na relação carga aplicada por deslocamento vertical, até chegar à carga de ruína. Pode-se atribuir esse fato à uma possível acomodação do reforço e, conseqüentemente, à sollicitação dos sistemas de ancoragem nas extremidades.

3.4 Deformação específica na armadura

Além das modificações no comportamento das vigas quanto aos deslocamentos verticais, a aplicação de reforço à flexão na face tracionada possibilita que a resistência às tensões de tração da viga seja dividida entre a armadura e a fibra. Dessa forma, a presença de um elemento de reforço conduz a uma redução significativa da deformação específica na armadura e, conseqüentemente, à tensão que atua sobre a mesma. Na Figura 8 é demonstrado o comparativo de deformação específica da armadura de cada uma das vigas analisadas. Através dos resultados de tensão de escoamento do aço utilizado na armadura longitudinal, pôde-se observar que a carga de início de escoamento da armadura da viga de referência foi de 16,74 kN.

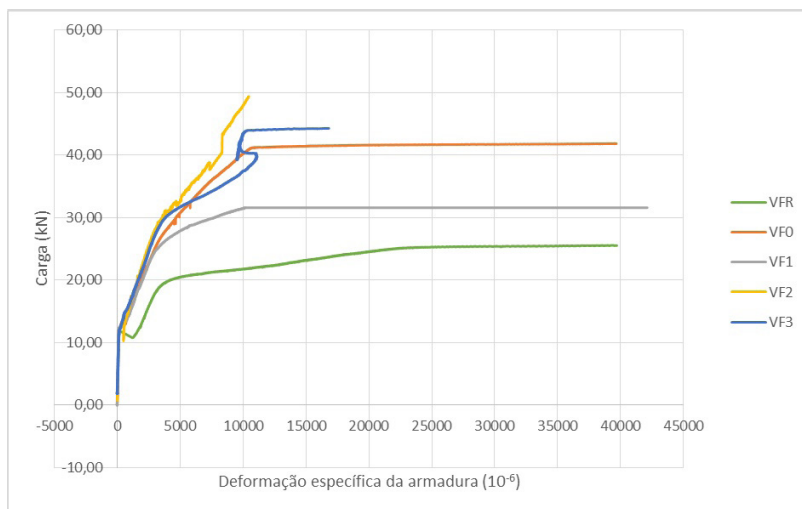


Figura 8 - Deformação específica da armadura

A viga reforçada VF0 confirmou que o reforço acarreta em um retardamento no escoamento do aço. Conforme os dados obtidos no ensaio experimental, o início do escoamento da armadura desta viga aconteceu com aproximadamente 23,73 kN, representando um aumento de 41,76% na carga, com relação à viga VFR.

Nas vigas reforçadas que possuem o mecanismo de ancoragem estudado também apresentaram resultados que confirmaram o aumento de carga para o início do escoamento

da armadura. Foram observadas cargas de 23,54 kN, 26,7 kN e 25,7 kN para o início do escoamento da armadura das vigas VF1, VF2 e VF3, respectivamente.

Pode-se observar que para todas as vigas reforçadas, houve um aumento significativo na carga referente ao escoamento da armadura.

Observa-se também uma sensível redução na deformação específica da armadura de cada viga para uma carga de 16,74 kN, que representa o início do escoamento da viga de referência. Essa redução variou entre 50% e 60%. Estes valores, apresentados na Tabela 1, confirmam que a ação do reforço gera um retardamento no início do escoamento da armadura tracionada.

Viga	Carga de início de escoamento da armadura (kN)	Diferença (%)	Deformação específica na carga de 16,74 kN (10^{-6})	Diferença (%)
VFR	16,74	-	2714,39	-
VF0	23,73	41,76	1320,23	-51,36
VF1	23,54	40,62	1358,54	-49,95
VF2	26,70	59,50	1072,30	-60,50
VF3	25,70	53,52	1073,24	-60,46

Tabela 1 - Comparação entre as cargas e deformações específicas no escoamento do aço

Através da análise dos demais resultados, é possível visualizar que a ação do reforço é considerável também após o escoamento do aço. Pode-se verificar que o compósito atenua grandes deformações. A maior parcela do aumento da capacidade de carga é obtida após o início do escoamento da armadura, visto que a partir deste ponto o reforço passa a ser plenamente solicitado (BEBER,2003).

3.5 Deformação específica no reforço

Os valores de deformação específica do reforço obtidos nesta pesquisa visam complementar os efeitos ocorridos à aplicação das cargas. Na Figura 10 é apresentado o comparativo das deformações específicas ocorridas no compósito de PRFC.

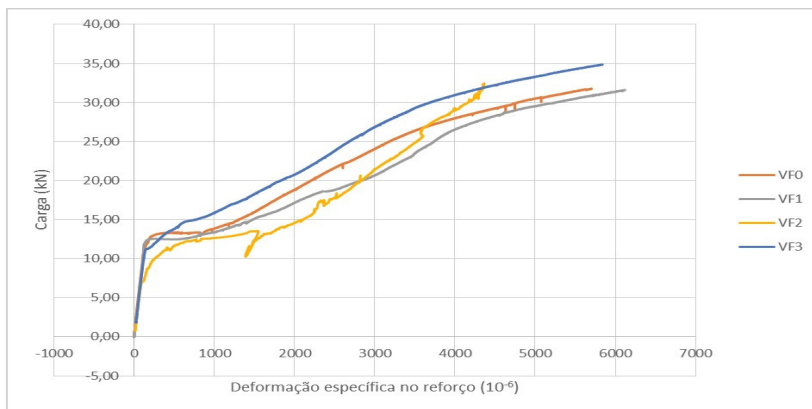


Figura 10 – Deformação específica no reforço

Analisando os resultados já apresentados, pode-se comprovar que a utilização de reforços em PRFC em vigas de carbono tem papel fundamental no aumento da rigidez e da resistência final das vigas.

É possível observar que, assim como a armadura e o concreto, o reforço começa a se deformar consideravelmente após aplicação de 10 kN para todas as vigas. Pode-se verificar inclusive, que o reforço tem sua atuação intensificada a partir da carga de início do escoamento de cada uma das vigas.

4 | CONCLUSÕES

Conforme já apresentado em outras bibliografias, constatou-se um excelente desempenho das vigas reforçadas com fibra de carbono quanto ao incremento de capacidade de carga e ductilidade das vigas.

A viga reforçada sem o mecanismo de ancoragem proposto apresentou modo de ruptura frágil, caracterizado pelo desprendimento do tecido em fibra de carbono do substrato de concreto. Porém, com a inserção do sistema de ancoragem composto por cordão de fibra de carbono, as vigas estudadas apresentaram colapso caracterizado pela ruptura do reforço.

Com a utilização do sistema de ancoragem, foi possível atingir acréscimo de capacidade de carga de 67,44%, em média. Considerando que as extremidades (nas ancoragens) não sofreram nenhum dano, e que o reforço foi composto por uma camada somente, esse percentual de incremento de carga pode ser maior com a adição de um número de camadas maior no reforço. Destaca-se que com a utilização de mais camadas de reforço, deve haver um acréscimo de resistência do sistema em função da ação do mecanismo de ancoragem, o que conclui a eficiência do cordão.

O comportamento das vigas reforçadas quanto aos deslocamentos verticais foi

semelhante entre as vigas com e sem o mecanismo de ancoragem. As vigas que dispunham do mecanismo tiveram pequena vantagem do aumento de rigidez.

A leitura das deformações específicas mostrou que o reforço nas vigas acaba retardando o início do escoamento do aço e também diminui a deformação no concreto.

Por fim, verifica-se que o sistema estudado pode possibilitar o aproveitamento da capacidade máxima de tração do reforço, sem o descolamento ou desprendimento do compósito.

AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001, pelo incentivo ao desenvolvimento científico. À Sika Brasil, pelo fornecimento do material de reforço utilizado na pesquisa. Ao Centro Universitário Dinâmica das Cataratas pela disponibilização dos laboratórios para execução dos ensaios.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete**. St. Farmington Hills, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR-6118. **Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro; 2014.

BEBER, Andrei José. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono**. 2003. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 289 f. 2003.

CHAHROUR, Ali; SOUDKI, Khaled. **Flexural response of reinforced concrete beams strengthened with end-anchored partially bonded carbon**. Journal of Composites for Construction. [S.l.], p. 170-177. abr. 2005.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **BULLETIN 14: Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures**. Patras, 2001.

FERRARI, Vladimir José. **Reforço à flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem**. 2002. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 213 f. 2002.

FORTES, Adriano Silva. **Vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono**. 2000. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 246 f. 2000.

MENDES, Rui Veloso; SILVA COSTA, António da. **Sistemas de Ancoragem para Laminados CFRP em elementos de Betão Armado**. Encontro Nacional Betão Estrutural, Lisboa, out. 2010.

MENON, Nara Villanova; PADARATZ, Ivo José. **Desempenho de duas técnicas de reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado através de inserção de laminados de CFRP**. Revista Tecnológica, [S.l.], v. 17, p.19-28, 2008.

SILVA, Augusto Ottoni Bueno da. **Reforço à Flexão de Vigas de Concreto de Elevada Resistência por Meio da Colagem de Manta Polimérica Reforçada com Fibras de Carbono**. 2001. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 405 f. 2001.

SILVA, Augusto Ottoni Bueno da; MORENO JÚNIOR, Armando Lopes; FERREIRA, Gisleiva Cristina dos Santos. **Capacidade resistente e modos de ruptura de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com fibras de carbono**. Engenharia Civil. [S.l.], p. 297-303. set. 2012.

SILVA, Juliano Rodrigues da. **Reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibra**. 2014. Tese (Doutorado) - Universidade de Brasília, Brasília, 245 f. 2014.

INFLUÊNCIA DE DIFERENTES TIPOS DE METACAULIM APLICADOS EM SUBSTITUIÇÃO PARCIAL AO CIMENTO PORTLAND EM PASTA CIMENTÍCIA

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 16/11/2020

André Valmir Saugo Ribeiro

Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis/SC
<http://lattes.cnpq.br/0637952084591333>

Jéssyca Mendes da Silva

Doutoranda, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis/SC
<http://lattes.cnpq.br/7605522261336752>

Alex Taira de Vasconcelos

Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis/SC
<http://lattes.cnpq.br/3237918321196322>

Philippe Jean Paul Gleize

Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis/SC
<http://lattes.cnpq.br/1885352323857497>

RESUMO: A utilização de materiais cimentícios suplementares têm sido objeto de estudo entre os pesquisadores cujo intuito consiste em reduzir o consumo de clínquer, e por conseguinte, a emissão de CO₂ liberado na atmosfera durante sua produção sem que haja perda das

características mecânicas e de durabilidade das matrizes cimentícias. Dentro desse contexto, um material muito utilizado e estudado é o metacaulim, devido sua característica pozolânica que, em presença de hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂) produz o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), conferindo resistência mecânica no material cimentício e propriedades de durabilidade. O programa experimental consistiu em avaliar propriedades no estado fresco e endurecido de pastas de cimento Portland utilizando três tipos de metacaulins. Para tal, foram realizados ensaios de caracterização com difratometria e fluorescência de raio X (DRX e FRX) e granulometria à laser. Já nas pastas, no estado fresco, mini abatimento e massa específica, e resistência à compressão em 3 idades no estado endurecido. Os resultados obtidos nessa pesquisa, permitiram concluir que, a incorporação do metacaulim resulta em pastas mais viscosas quando comparada com a referência e que substituições de até 20% em massa do cimento não prejudicaram as propriedades mecânicas da pasta.

PALAVRA-CHAVE: Metacaulim; Cimento Portland; Pastas cimentícias; Propriedades mecânicas.

INFLUENCE OF DIFFERENT TYPES OF METAKAOLIN APPLIED IN PARTIAL REPLACEMENT TO PORTLAND CEMENT IN CEMENT PASTE

ABSTRACT: The use of additional cementitious materials has been the object of study among researchers. The aim is to reduce the consumption of clinker, and therefore the

emission of CO_2 released into the atmosphere, without losing the mechanical characteristics and durability of the cementitious matrices. In this context, a very used and studied material is metakaolin, due to its pozzolanic characteristic that, in the presence of calcium hydroxide ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) produces hydrated calcium silicate (C-S-H) imparting mechanical resistance in the cementitious material and properties. The experimental program consisted of evaluating fresh and hardened properties of Portland cement pastes using three types of metacaolins. For that, characterization tests with diffraction and X-ray fluorescence (XRD and XRF) and laser granulometry were performed. In the past, in the fresh state, mini abatement and specific mass, and compressive strength at 3 ages in the hardened state. The results obtained in this research allowed us to conclude that the incorporation of metakaolin results in more viscous pastes when compared to the reference and that substitutions up to 20% by mass of the cement did not affect the mechanical properties of the paste.

KEYWORDS: Metakaolin, Portland cement; Cement pastes; Mechanical properties.

1 | INTRODUÇÃO

A preocupação crescente com as questões ambientais e de sustentabilidade vem transformando a indústria da construção civil, fazendo com que, cada vez mais, os materiais cimentícios suplementares sejam utilizados e, conseqüentemente, mais pesquisados. Um dos principais objetivos da aplicação dos materiais cimentícios suplementares (MCS) é promover a redução da quantidade de clínquer utilizada no cimento (EL-DIADANONY et al, 2016).

Os MCS's possuem a capacidade de melhorar as propriedades da matriz cimentícia, como resistência, durabilidade e impermeabilidade por meio da sua atividade pozolânica. Normalmente, têm como principal componente químico a sílica amorfa (SiO_2) e, segundo Ambroise, Maximilien e Pera (1994), a substituição parcial de cimento Portland por materiais pozolânicos se faz vantajosa devida redução do custo total energético e da emissão de dióxido de carbono (CO_2).

Dentro desse contexto está o metacaulim, material normalmente encontrado em depósitos de argilas caulínicas ou como resíduo industrial de celuloses que fazem o branqueamento de papel (TEODORO, 2016). Por possuírem características pozolânica, ou seja, quando em contato com a portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$ ou CH), resultante da hidratação das partículas do cimento, juntamente com a água produz silicato de cálcio hidratado (C-S-H) (COLEMAN;MCWHINNIE, 2000), promovendo à matriz cimentícia maior durabilidade e resistência.

Diferentes tipos de metacaolins estão disponíveis para uso como material cimentício suplementar. Entretanto, o que os distingue essencialmente refere-se a suas composições químicas e físicas, podendo resultar em diferentes comportamentos dentro de uma mesma matriz cimentícia, promovendo modificações em seu comportamento.

Passos et al. (2018), ao caracterizarem diferentes tipos de metacaolins, verificaram

sua potencial contribuição nas propriedades de concretos e argamassas, evidenciando que diferentes características químicas produzem distintas contribuições ao compósito. Curcio, DeAngelis e Pagliolico (1998) constataram que, principalmente nas idades iniciais, quanto maior a área superficial, menor reatividade do material.

Assim, o presente trabalho tem como objetivo caracterizar diferentes tipos de metacaulins e verificar como as propriedades físicas e químicas desses materiais, em substituição parcial ao cimento Portland, influenciam nas propriedades do estado fresco e resistência à compressão de pastas cimentícias em idades iniciais e aos 28 dias.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

Para produção das pastas contendo metacaolin, foi utilizado, como aglomerante de referência, cimento CP V – ARI da marca Itambé, por ser um dos cimentos produzidos no mercado nacional com menor teor de substituições. Como material cimentício suplementar, foram utilizados três diferentes tipos de metacaulins - MK1, MK2 e MK3 com teores de substituição ao cimento Portland de 0%, 10%, 15% e 20%, em relação à massa de cimento. A Figura 1 apresenta um fluxograma representando as etapas do programa experimental desta pesquisa. Cabe ressaltar que a relação água/aglomerante foi de 0,50.

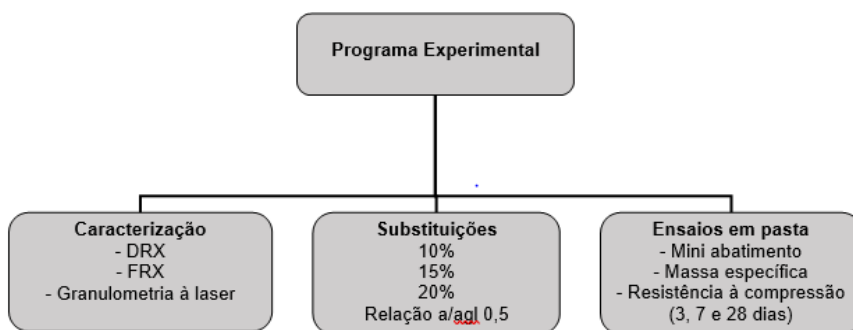


Figura 1 - Fluxograma do programa experimental

Figura 1 - Fluxograma do programa experimental

A caracterização destes materiais foi realizada através de ensaios de difratometria de raios-X (DRX), granulometria à laser, fluorescência de raios-X (FRX) e massa específica pelo Método do Picnômetro. Seguem os resultados dos ensaios realizados no cimento CP V – ARI (FRX e Granulometria à laser) mostrados na Tabela 1.

CP V – ARI	
Granulometria a laser D50 (μm)	
15,56	
Análise Química (%)	
SiO ₂	18,57
Al ₂ O ₃	4,7
Fe ₂ O ₃	3,26
CaO	71,56
K ₂ O	1,09

Tabela 1 - Caracterização física e química do cimento

Após a etapa de caracterização dos materiais, avaliou-se a influência dos três metacaulins com diferentes teores de substituição ao cimento Portland (CP V – ARI) no estado fresco em pastas cimentícias por meio do ensaio de consistência (mini abatimento) e massa específica. Já no estado endurecido, a resistência à compressão das pastas foi determinada conforme em conformidade com ABNT NBR 7215:1996. As resistências à compressão das pastas produzidas foram analisadas aos 3, 7 e 28 dias.

As pastas de cimento foram produzidas no laboratório de nanotecnologia (Nanotec), localizado na Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, com temperatura controlada de 23°C. O aglomerante (cimento + metacaulin) foi homogeneizado durante 30 segundos, manualmente, e depois, adicionou-se água. Durante 2 minutos, os materiais foram misturados por um agitador mecânico da marca Tedemix Ind. e Com. LTDA, modelo ML-03, rotação de 1760 rpm, potência de 0,75 HP e haste tipo *cawles* de fluxo axial e 6 cm de diâmetro.

Com a mistura pronta, fez-se o ensaio do mini abatimento e massa específica para cada pasta. Após a realização dos ensaios no estado fresco, foram produzidos corpos de prova cilíndricos de 2,0 e 4,0 cm de diâmetro e altura, respectivamente, para determinação da resistência à compressão. Para cada idade ensaiada, moldou-se 4 cp's, que, após 24 horas, foram desmoldados e imersos em um tanque com água e cal até as respectivas idades de ensaio.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse tópico serão explanados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais, estado fresco e endurecido das pastas cimentícias.

3.1 Caracterização dos metacaulins

Os resultados da caracterização dos metacaulins utilizados no estudo podem ser observados na Tabela 2.

Material	D50 (μm)	Massa específica (g/cm^3)
MK1	9,25	2,53
MK2	14,18	2,44
MK3	8,69	2,54

Tabela 2 - Características físicas dos metacaulins.

Pode ser verificado que o MK3 mostrou ser mais fino do que o MK2, isso porque seu D50 é menor do que os demais metacaulins estudados. Assim, pode ser esperado que matrizes cimentícias produzidas com este material cimentício suplementar demandem maior quantidade de água para uma mesma trabalhabilidade. Como o estudo de Dinakar, Sahoo e Sriram (2013), verificou-se que, para os resultados no estado fresco do concreto, quanto maior a substituição de metacaulim ao cimento Portland maior foi a demanda de superplastificante para um mesmo abatimento.

Porém, não é somente o grau de finura do material que influencia em uma maior demanda de água. Deve-se levar em consideração o fator de empacotamento dos materiais, a superfície das partículas, podendo apresentar uma maior ou menor rugosidade, e seu formato, mais ou menos esférica.

Outro fator ilustrado na Tabela 2 é que a massa específica do MK2 é menor do que os demais. Isso pode contribuir para que, com uma mesma substituição em massa, o volume de partículas será maior ao incorporar MK2 do que os demais. Cabe ressaltar que, para uma mesma massa, quanto menor a massa específica de um material, maior será o volume utilizado. Sendo assim, uma maior quantidade volumétrica de sólidos foi encontrada nas pastas produzidas com o MK2 do que as demais (MK1, MK3 e Referência).

Não somente as características físicas podem influenciar nas propriedades de matrizes cimentícias produzidas com diferentes tipos desses materiais cimentícios suplementares. As características químicas desses materiais indicam suas reatividades, bem como, a possível maior ou menor produção de C-S-H. Na Tabela 3 podem ser verificados as características químicas dos materiais em questão pelo ensaio de FRX.

Material	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	CaO (%)	Outros (%)
MK1	53,98	43,97	0,33	0,01	1,71
MK2	52,53	42,41	2,02	0,23	2,81
MK3	53,69	45,47	0,31	0,01	0,52
Requisitos ABNT NBR 15894:2010	≥ 44,0 e ≤ 65,0	≥ 32,0 e ≤ 46,0	-	-	-

Tabela 3 – Características químicas dos metacaulins.

Primeiramente, pode ser verificado que todos os materiais estão de acordo com as especificações da quantidade de alumina e sílica descritos na norma ABNT NBR 15894:2010. Os teores de sílica e alumina representam 94,94%, 97,95% e 99,16% da composição de MK2, MK1 e MK3, respectivamente. De acordo com Rocha (2005), somatório dos compostos SiO₂, Al₂O₃ e Fe₂O₃ acima de 90%, correspondem a materiais com alta capacidade reativa.

Dentre os metacaulins estudados o que representa maior reatividade no quesito característica química é o MK3, seguido pelo MK1 e MK2. Porém, pode-se verificar que a quantidade de sílica presente no MK3 é muito semelhante, se não igual, ao MK1. Isso pode inferir que, por mais que o MK3 tenha uma reatividade maior que o MK1 o potencial de produção de C-S-H dos dois deve ser análogo.

Em complemento ao ensaio de FRX, foi realizado o ensaio de DRX para caracterização mineralógica dos metacaulins. Os resultados do ensaio de DRX são apresentados na Figura 2.

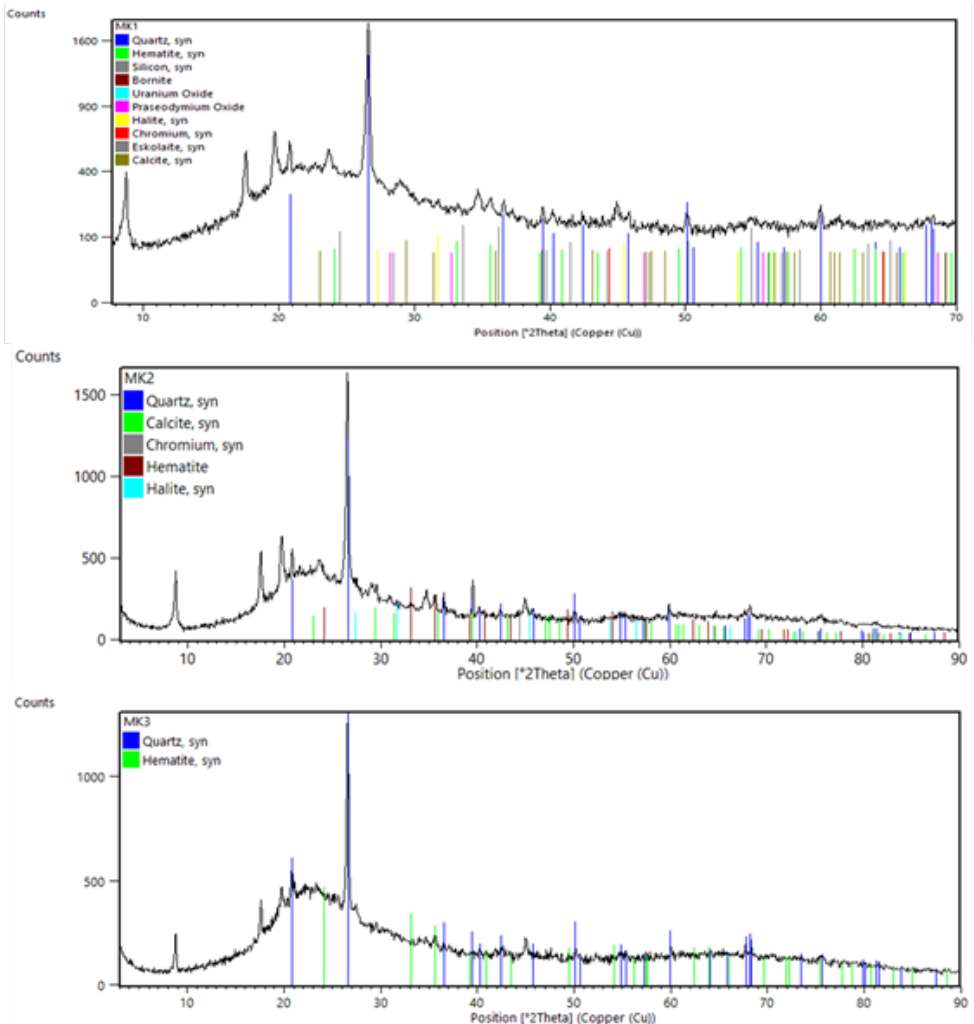


Figura 2 - Resultados do ensaio de DRX dos metacaulins: MK1, MK2, e MK3, respectivamente.

Com os resultados do ensaio de DRX, verifica-se que há presença de segmentos amorfos, tendo o quartzo como principal impureza mineral, e ainda a hematita. Há ainda resquícios de caulinita, que é a matéria prima do metacaulim, no MK1 e ainda outros minerais. Portanto, há uma tendência de um maior grau de pureza apresentado pelo MK3, já que sua composição mineralógica é mais pura do que os demais. Bem como, o MK1 apresentar um menor grau de pureza, isso porque apresenta maior resquícios de minerais do que os outros materiais.

3.2 Estado Fresco da pasta cimentícia

Na Figura 3 estão dispostos espalhamentos das pastas produzidas com os

diferentes tipos de metacaulim e a pasta de Referência. Assim, são apresentados os resultados do ensaio de mini abatimento das pastas em questão na Figura 3.

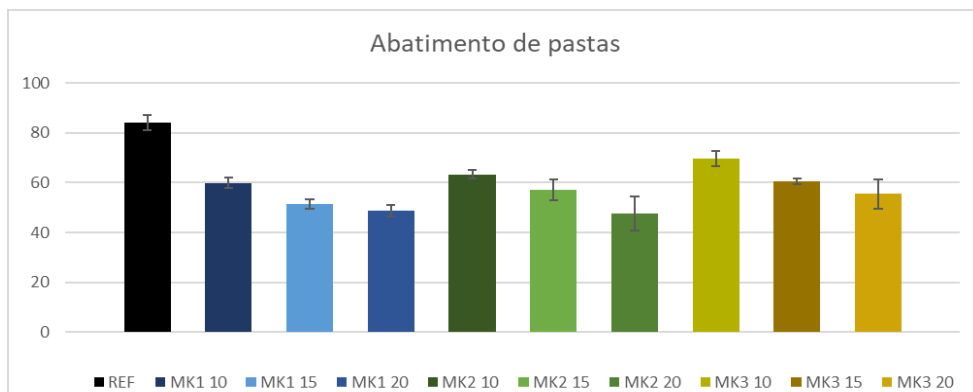


Figura 3 - Abatimento das pastas produzidas

A partir do gráfico pode-se inferir que, independente da substituição e do tipo de metacaulim utilizado em substituição parcial em relação a massa ao cimento Portland o abatimento da pasta diminui. Isso pode ser explicado devido ao maior grau de finura das partículas de metacaulim em relação as partículas do cimento CP V – ARI (SUBASI e EMIROGLU, 2015; EL-DIADANONY et al, 2016; KADRI et al, 2011). Além disso, verifica-se que o abatimento das pastas produzidas com MK1 e MK2 são semelhantes, diferenciando-se das pastas produzidas com MK3.

É interessante visualizar que a pasta de referência teve um abatimento maior do que a com MK2, sendo que os D50 dos materiais são semelhantes, porém a massa específica do metacaulim é menor do que a do cimento. Assim, foi adicionado um maior volume de partículas sólidas de metacaulim em relação as partículas de cimento, além de que a pasta referência apresentou uma maior incorporação de ar. Esses dois fatores apresentados podem explicar a diferença dos abatimentos das suas respectivas pastas.

A diferença de abatimento entre as pastas produzidas com MK1 e MK3 podem ser atribuídas pela diferença entre suas massas específicas e pela diferença entre o diâmetro médio das partículas de cada material. Como a massa específica do MK1 é menor do que a do MK3 o volume de partículas sólidas na mistura com MK1 é maior do que com MK3, isso pode explicar o menor abatimento pasta produzida com MK1 em relação a MK3. Porém, o diâmetro médio das partículas de MK1 é maior do que MK3, isso poderia significar que as pastas produzidas com MK3 teriam menor abatimento. Pode-se então inferir que o fator que teve maior influência no abatimento foi o maior volume de sólidos presente na mistura.

Outro resultado que pode ser ressaltado é que, quanto maior a substituição parcial

de cimento Portland por metacaulim menor foi o abatimento da pasta. Isso pode ser justificado pelo maior grau de finura e menor massa específica do metacaulim em relação ao cimento Portland.

Após o ensaio do mini abatimento foi mensurado a massa específica das pastas produzidas, para o cálculo do teor de ar incorporado de cada pasta. Os resultados do teor de ar incorporado das pastas são ilustrados na Figura 4.

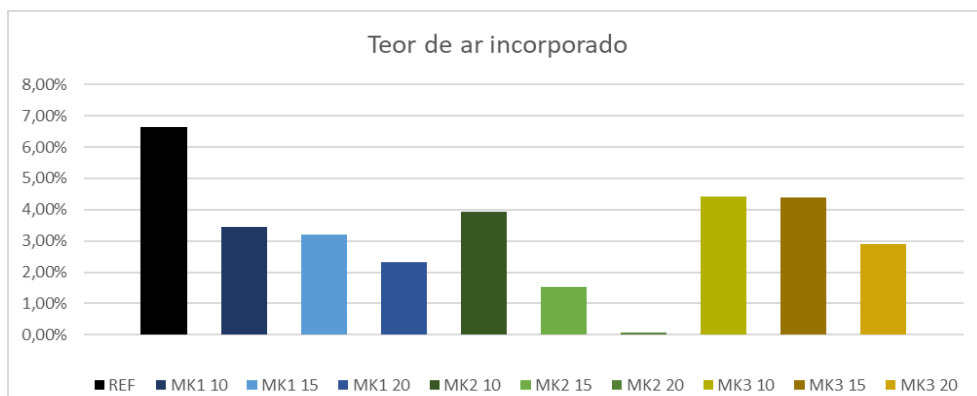


Figura 4 - Teor de ar incorporado nas pastas produzidas

Verifica-se que, independentemente do tipo de metacaulim ou de seu teor utilizado como substituição parcial em relação ao cimento Portland, houve a diminuição do teor de ar incorporado pelas pastas com metacaulim. Isso pode ser justificado pelo elevado teor de finura do metacaulim em relação as partículas de cimento, podendo promover um melhor empacotamento das partículas na mistura. Também pela menor massa específica dos metacaulins em relação ao cimento, assim as pastas produzidas com metacaulim promovem um maior volume de sólidos na mistura.

Pastas com maiores incorporações de ar incidem em resistências à compressão menores, assim verifica-se que devida alta incorporação de ar pela pasta referência há uma tendência de ela apresentar uma resistência à compressão baixa quando comparada com as demais pastas produzidas. Diferente desta, a pasta MK2 com teor de substituição de 20% tem a tendência de resultar em uma maior resistência devida baixa incorporação de ar.

Ainda, nota-se que quanto maior o valor da substituição parcial do metacaulim ao cimento Portland menor foi o teor de ar incorporado. Isso se deve, como já supracitado, ao maior grau de finura e menor massa específica do material cimentício suplementar em relação ao cimento Portland.

3.3 Estado Endurecido da pasta cimentícia

Após a moldagem das pastas cimentícias, estas foram submetidas ao ensaio

de resistência à compressão para as idades de 3, 7 e 28 dias. Primeiramente serão apresentados os resultados do ensaio de resistência à compressão para a idade de 3 dias, estes resultados são ilustrados na Figura 5.

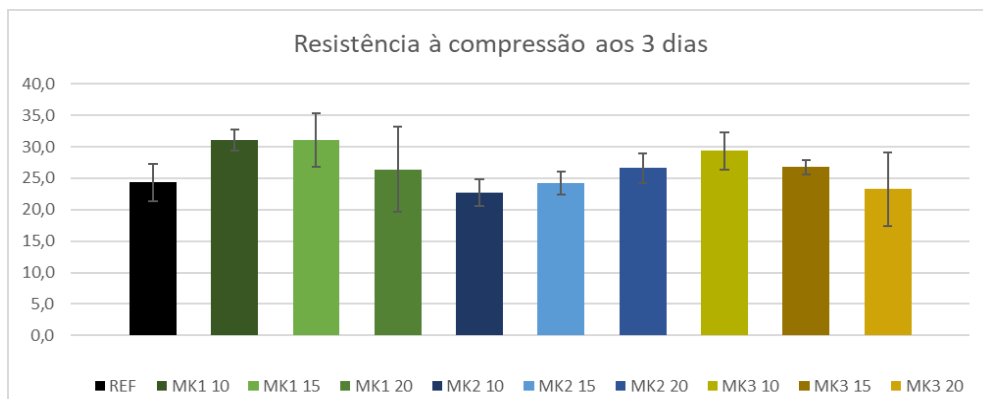


Figura 5 - Resultados do ensaio de resistência à compressão aos 3 dias

Com os resultados dispostos na Figura 5 verifica-se que as pastas produzidas com MK2 e MK3 e a pasta de Referência apresentaram valores de resistência à compressão semelhantes. Infere-se que as pastas produzidas com MK1 mostraram um ligeiro aumento do valor de resistência à compressão em relação as demais pastas. Isso demonstra que para a idade de 3 dias o fator que influenciou na resistência à compressão das pastas foi o volume de sólidos presentes na mistura. Já que, as pastas produzidas com MK1 tem maior volume de sólidos na mistura devida menor massa específica do material MK1 em relação aos demais. Com um maior volume de partículas sólidas presentes na mistura, essas podem colaborar com a criação de novos pontos de nucleação melhorando assim a resistência em idades iniciais (EL-DIADANONY et al, 2016). Além de que, as partículas de metacaulin podem atuar como efeito filler na matriz cimentícia, bem como, promover uma melhor compactação da matriz cimentícia e um refinamento dos poros (FRÍAS e CABRERA, 2000; SHATAT, 2014).

Pode-se notar que, nas pastas produzidas com MK1 e MK3, quanto maior o teor de substituição menor foi o resultado de resistência à compressão. Isso porque em idades iniciais o efeito pronunciado é o efeito físico do metacaulin. Indicando assim, que para esses materiais o teor ótimo de substituição para a idade de 3 dias na resistência à compressão é o teor de 10% substituição de metacaulim.

Em geral a substituição de cimento Portland por metacaulin para todos os teores mostrou ser viável para a resistência à compressão aos 3 dias, já que com o desvio padrão, todas as resistências das pastas com metacaulins foram semelhantes ou maiores em

relação a pasta de referência. Porém ressalta-se que, como a pasta de referência mostrou a maior incorporação de ar pode ter influenciado em sua resistência.

Após a verificação dos resultados de resistência à compressão aos 3 dias, foram ensaiados à compressão os corpos-de-prova das misturas para a idade de 7 dias. Esses resultados para a idade de 7 dias são mostrados na Figura 6.

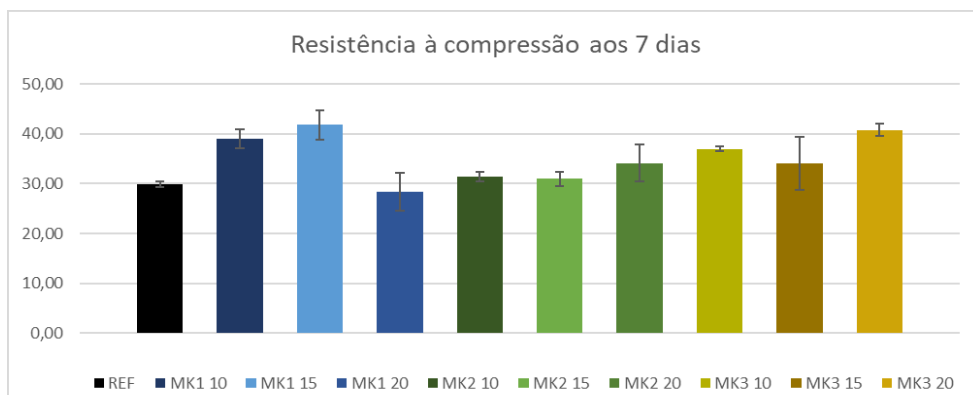


Figura 6 - Resultados do ensaio de resistência à compressão aos 7 dias

A partir dos resultados na Figura 6 verifica-se que, como na resistência à compressão aos 3 dias, as pastas produzidas com metacaulins mostraram ser viáveis em relação a resistência à compressão aos 7 dias isso porque resultaram em resistências semelhantes ou maiores do que a pasta referência. Os resultados encontrados por Zhang; Malhotra (1995), onde encontraram resistências maiores ou semelhantes para o concreto produzido com uma substituição parcial de 10% de metacaulim em relação ao concreto referência, independente da idade ensaiada entre 1 e 180 dias. Ressalta-se novamente que o alto teor de ar incorporado para a pasta referência pode ter influenciado no resultado do presente estudo.

Nota-se que, houve uma tendência nas pastas com metacaulins resultarem em resistências ligeiramente maiores conforme o aumento do teor de substituição de metacaulim. Como verificado no ensaio de FRX os metacaulins deste estudo mostraram alto grau de pureza, ou seja, alta reatividade. Indicando assim que podem acarretar em atividade pozolânica em idades iniciais. Além do efeito filler, criação de novos pontos de nucleação, auxiliando o processo de hidratação das partículas de cimento, e maior volume de sólidos presentes na mistura (AMBROISE, MAXIMILIEN e PERA, 1994).

Por fim são apresentados na Figura 7, os resultados do ensaio de resistência à compressão dos corpos-de-prova para a idade de 28 dias.

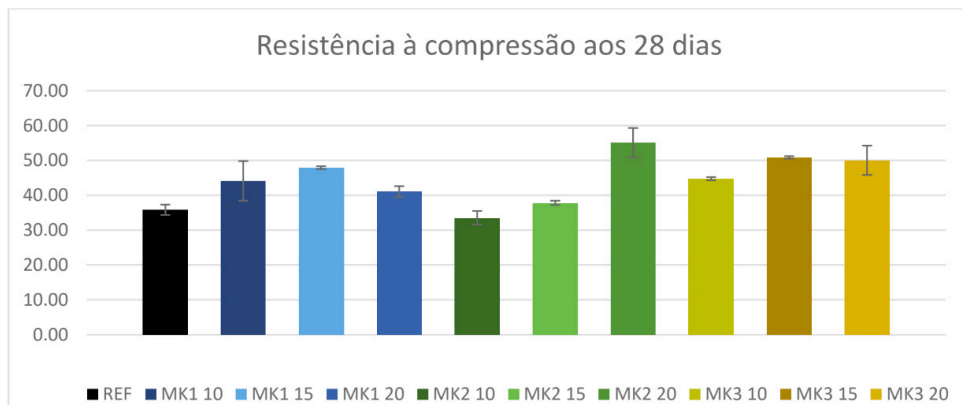


Figura 7 - Resultados do ensaio de resistência à compressão aos 28 dias

Com os resultados de resistência à compressão aos 28 dias, infere-se que houve uma tendência de ganho de resistência à compressão das pastas produzidas com metacaulins ou da manutenção da resistência em relação a pasta de referência independentemente da idade de ensaio e do teor de substituição. Isso, como já supracitado, é devido aos efeitos físicos e químicos acarretados pelo material cimentício suplementar. Porém, a grande incorporação de ar pela pasta referência pode ter contribuído para essa diferença.

Além disso, verifica-se que como foi substituído cimento por material cimentício suplementar espera-se que possa haver perdas na resistência à compressão de matrizes cimentícias. Como não foram observadas diferenças significativas nas resistências à compressão das pastas produzidas com substituição de cimento por metacaulim independente da idade e do teor de substituição e do tipo de metacaulim, pode-se inferir que dentre os metacaulins estudados, qualquer um desses materiais pode ser utilizado em substituição ao cimento Portland sem haver perda da propriedade mecânica.

4 | CONCLUSÕES

Os ensaios de caracterização comprovaram características físicas e químicas distintas entre os metacaulins estudados. No estado fresco das pastas cimentícias, o fator mais relevante para a maior redução no abatimento foi a quantidade volumétrica de partículas sólidas presentes em uma mistura. Já que o menor abatimento das pastas foi apresentado pela pasta de metacaulim que teve maior substituição volumétrica.

Para o estado endurecido, observou-se que, independentemente do tipo de metacaulim utilizado e seu teor de substituição, a substituição parcial em massa de metacaulim ao cimento Portland promoveu resistências à compressão na mesma ordem de grandeza em relação a pasta de referência para todas as idades avaliadas. Sendo assim, foi possível a substituição, em até 20%, sem que ocorra redução na resistência

até os 28 dias.

Acredita-se que um estudo como esse produzido em argamassa e concreto apresente melhores resultados, isso porque no concreto e argamassa existem zonas interfaciais que não ocorre em pastas cimentícias evidenciando um melhor desempenho deste material cimentício suplementar.

Ressalta-se, por fim que os resultados deste estudo são válidos para os materiais e a metodologia empregada no trabalho, respeitando suas características físicas e químicas e os equipamentos utilizados.

REFERÊNCIAS

ABNT. Norma Brasileira **7215:1996** Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.

_____. Norma Brasileira **15894:2010** Metacaulim para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta. Rio de Janeiro, 2010.

AMBROISE, J. MAXIMILIEN S. PERA, J. Properties of metakaolin blended cements. **Advanced Cement Bases Materials**, pages 161-168, 1994.

COLEMAN N.J. MCWHINNIE W.R. The solid state chemistry of metakaolin-blended Ordinary Portland cement. **Journal of Materials Science**, páginas 2701–2710, 2000.

CURCIO, F.; DeANGELIS, B. A.; PAGLIOLICO, S. Metakaolin as a pozzolanic microfiller for high-performance mortars. **Cement and Concrete Research**, v. 28, 803-809, 1998.

EL-DIADAMONY, H. AMER, A. A. EL- HOSENY, S. SOKKARY, T. M. Hydration and characteristics of metakaolin pozzolanic cement pastes. **Housing and Building National Research Center Journal**, HBRC journal, 2016.

FRÍAS, M. CABRERA, J. Pore size distribution and degree of hydration of metakaolin-cement pastes. **Cement and Concrete Research**, vol. 30, pages 561-569, (2000).

KADRI E., KENAI, S. EZZIANE, K. SIDDIQUE, R. SCHUTTER, DE G. Influence of metakaolin and silica fume on the heat of hydration and compressive strength development of mortar. **Applied Clay Science**, vol 53, pages 704-708, 2011.

PASSOS, P.M., JUNGBLUT, M.E. CASCUDO, O. CARASEK, H. Caracterização de metacaulins e sua potencial contribuição em propriedades de concretos e argamassas. **Anais do 60° Congresso Brasileiro do Concreto**. Foz do Iguaçu, Paraná, Brasil. Setembro, 2018.

ROCHA, G. G. **Caracterização microestrutural do Metacaulim de alta reatividade**. 2005. 84 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

SHATAT, R. M. Hydration behavior and mechanical properties of blended cement containing various amounts of rice husk ash in presence of metakaolin. **Arabian Journal of Chemistry**, 2014.

TEODORO, R. **Avaliação das características de diferentes metacaulins e sua influência na estrutura interna do concreto e em propriedades ligadas à durabilidade.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.

ZHANG, H. M. MALHOTRA, M. V. Characteristics of a thermally activated alumino-silicate pozzolanic material and its use in concrete. **Cement and Concrete Research**, vol. 25, pages 1713-1725, 1995.

THERMAL DIFFUSION OVER A PORTLAND CEMENT CONCRETE GRAVITY DAM

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 11/11/2020

Gabriel de Bessa Spínola

Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal – RN
<http://lattes.cnpq.br/0584338458160579>

Edmilson Lira Madureira

Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal – RN
<http://lattes.cnpq.br/0666185389012179>

Eduardo Morais de Medeiros

Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal – RN
<http://lattes.cnpq.br/7696115928204611>

RESUMO: A temperatura e suas oscilações podem influenciar a progressão de alguns fenômenos físicos em estruturas de concreto, como o efeito expansivo da reação álcali-agregado, as variações de volume devido à fluência, e a retração e, conseqüentemente, afetar seu desempenho mecânico. A análise da distribuição de temperatura se baseia na Teoria da Difusão Térmica que culmina na Equação Diferencial de Difusão de Calor. Já se sabe, atualmente, que o Método das Diferenças Finitas consiste em uma formulação modesta, porém pode ser utilizado para apoiar as ferramentas computacionais aplicadas à análise numérica de forma expedita, adequadas ao endosso de estudos e projetos. É amplamente conhecida no âmbito da Engenharia Civil a liberação de calor

devido à reação química de hidratação do cimento Portland em estruturas de concreto massa. O objetivo deste trabalho é a simulação numérica da difusão térmica através de uma barragem de gravidade de concreto com ênfase, sobretudo, na evolução dos campos de temperatura ao longo do tempo em seu maciço contínuo. Tal assunto será tratado a partir da implementação e aplicação de modelos unidimensionais e bidimensionais de difusão térmica usando um algoritmo codificado em linguagem automática e aproximação por Diferenças Finitas sobre a Equação Diferencial de Difusão de Calor. De acordo com os resultados obtidos, a modelagem numérica adotada neste trabalho simula, de forma adequada, o comportamento da barragem frente à difusão térmica, de modo que se apresenta como uma ferramenta estrategicamente promissora para realizar tarefas semelhantes.

PALAVRAS-CHAVE: Temperatura, Difusão, Diferenças Finitas, Equações Diferenciais, Simulação Numérica.

DIFUSÃO TÉRMICA ATRAVÉS DE BARRAGEM DE GRAVIDADE EM CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND

ABSTRACT: Temperature and its oscillations can influence some physical phenomena progress in concrete structures as the alkali-aggregate reaction swelling effect, the Creep volume variations, and the Shrinkage, and, consequently, affect its mechanical performance. The temperature distribution analysis drops over the Thermal Diffusion Theory that culminates in the Heat Diffusion Differential Equation. It is already known, at present, that the Finite

Difference Technique represents as modest formulation, however, it may be used to support the computational tools applied to the numerical analysis expeditiously, suitable to the endorsement of studies and designs. It is widely known in the Civil Engineering ambit the hot release due to the cement Portland hydration chemical reaction in concrete mass structures. The subject of this work is the numerical simulation of the thermal diffusion across concrete gravity dam focusing, specially, over the temperature fields evolution by time in its continuous solid mass. Such a subject will be hit from the implementation and application of one-dimensional and two-dimensional thermal diffusion models using an automatic language translated algorithm through the Finite Difference Approach on the Heat Diffusion Differential Equation. According the obtained results, the numerical modelling adopted in this paper simulates, in a suitable way, the dam behavior in face of the thermal diffusion, so that it represents strategically promising tool to perform similar tasks.

KEYWORDS: Temperature, Diffusion, Finite Difference, Differential Equations, Numerical Simulation.

1 | INTRODUCTION

The thermal diffusion in continuous solid media is worth of attention that's why the temperature and their oscillations represent factors that exerts significant influence in a wide diversity of natural phenomena, such as the alkali-silica reaction swelling effect, the concrete creep and its shrinkage, that affect cement Portland concrete members, even interfering with the performance of civil construction structures. Its widely known in the Civil Engineering ambit, include, the heat release due to the cement Portland hydration chemical reaction in a concrete dam.

In this way, the prediction of the thermal field evolution by time across the solid mass of structural members are of interest as regards analysis involving its performance. In this sense, the inclusion of modules intended to the temperature field simulation is useful.

The temperature fields numerical analysis can be carried out from versatile approximated methods, such as the Finite Element Technique. However, in some cases, notably if the solid object of study presents low thermal diffusion parameters values, as in the case of concrete, the application of the Finite Element Method is hampered, that is why, in particular, disturbs arising in the numerical stability from its use, originated from the numerical behavior referring to the convergence and equilibrium criteria.

In the face of such a considerations, it may be suitable the support of prototypes developed according to an alternative numerical modeling such as the Finite Difference Technique that, despite its modest conception, is able to represent an effective strategic resource to answer to the demand now highlighted.

The aim of this work is the numerical simulation of the thermal diffusion across a massive concrete structure, paying attention, specially, to the analysis of its temperature field progress by time.

With a view to the fulfillment of the subject of this work a computational algorithm

drafted by using the FORTRAN automatic language, based on the finite difference Approach, was applied.

2 | MODELLING

The rational study of the heat diffusion, through the analysis of its propagation forms, must involve the three processes of thermal energy transfer, namely, conduction, convection and radiation, Holman [3]. In practice, however, according to the reality of a special work, it may be suitable to prioritize those process which, effectively, predominate over the others remaining.

The physical modeling of temperature distribution problem across a solid mass, based upon the transient regimen by heat conduction, may be performed from the application of the correlated Diffusion Differential Equation, since it be considered the initial and the boundary conditions regarding the situations that are analyzed, Holman [3].

The thermal diffusion analysis that is being proposed to perform in this work will take into account the artifice validated by Madureira et al [7], and, at this way, although the specimen studied is a three-dimensional body, due to its length to be much greater than its remaining dimensions, the heat flow through the solid mass will be modeled as a two-dimensional version.

Once a temperature gradient in the analyzed sound body has been occurred it will settle a heat flow q (Watts/m²). If an appropriated source generates thermal energy according to a specific rate represented by certain function, namely, $g = g(x, y, t)$ (Watts/m³), the heat transfer in the system can be expressed from the heat balancing scheme of Fig. 1.

$$\left(\begin{array}{c} \text{NET RATE} \\ \text{OF HEAT} \\ \text{BY CONDUCTION} \end{array} \right) \text{ I} + \left(\begin{array}{c} \text{RATE OF} \\ \text{ENERGY} \\ \text{GENERATION} \end{array} \right) \text{ II} = \left(\begin{array}{c} \text{RATE OF} \\ \text{INTERNAL ENERGY} \\ \text{INCREASE} \end{array} \right) \text{ III}$$

Figure 1. Energy Balance

Such a scheme can be represented in mathematical terms by the Heat Diffusion Equation which, in its two-dimensional version, can be expressed by Eq. 1.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K \frac{\partial u}{\partial y} \right) + g = \rho c \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1)$$

To those cases in which the material is homogeneous and, therefore, the thermal conductivity throughout the body volume features uniform distribution, Eq. 1 reduces itself to the form:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{1}{K}g = a^2 \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2)$$

Since it may let:

$$a^2 = \frac{c\rho}{K} = \frac{1}{\alpha} \quad (3)$$

Since $u(x,y,t)$ represents the thermal distribution function over the solid mass and the “ α ” parameter is the material thermal diffusivity and indicates the heat propagation rate through a solid mass constituted by a similar kind of material.

If the heat diffusion process occurs with no energy external source Eq. 2 takes the form:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = a^2 \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4)$$

The problem numerical solution may be obtained from the finite difference approach. For such a purpose the analyzed continuous solid should be subdivided into several elements, resulting, in this way, on a discrete mesh of points. The total observation time of the phenomenon is also subdivided from the consideration of some suitable instants of time accompanying the development of the phenomenon.

For each instant of time and for every point of the solid body the analytical derivatives of the function $u = u(x,y,t)$, that appear on the Heat Diffusion Equation, Eq. 4, is replaced by its corresponding numerical versions that are written in the forms:

$$\left. \frac{\partial u}{\partial t} \right|_k = \frac{u_{i,j,k+1} - u_{i,j,k}}{\Delta t} \quad (5)$$

$$\left. \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right|_i = \frac{u_{i+1,j,k} - 2u_{i,j,k} - u_{i-1,j,k}}{\Delta x^2} \quad (6)$$

$$\left. \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right|_j = \frac{u_{i,j+1,k} - 2u_{i,j,k} - u_{i,j-1,k}}{\Delta y^2} \quad (7)$$

If it may be considered:

$$\Delta x = \Delta y \wedge \beta = \Delta t \left(\frac{\alpha}{\Delta x} \right)^2 \quad (8)$$

and combining Eq. 4, Eq. 5, Eq. 6, and Eq.7 it may result into the recurrence form:

$$u_{i,j,k+1} = (1 - 4\beta)u_{i,j,k} + \beta(u_{i+1,j,k} - u_{i-1,j,k} + u_{i,j+1,k} - u_{i,j-1,k}) \quad (9)$$

If the prior aim to be accomplished is the complete problem solution, the initial condition and the conditions recognized, clearly, at the problem domain boundary, that reflect its reality, must be applied to the Eq. 9. The numeric values of the temperature distribution at further instant of time are so obtained, and, in this way, the thermal fields throughout the solid mass may be draft.

The problem featured in this paper may be solved from the Heat Diffusion Differential Equation analytical solution, too. For such a calculus journey it may be suitable to resource to the Bernoulli proposal apud Kreyszig [4] that, consider its bidimensional version solution as the multiplication involving three functions, each of them depending, solely, on an independent variable, x, y or t. By using such an artifice, the Heat Diffusion Differential Equation exchange itself on three Ordinary Differential Equations. According to Kreyszig [4] and Farlow [1], once the initial and the boundary conditions having been applied, the problem solution would be:

$$u(x, y, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} B_{mn} \sin(\vartheta x) \sin(\mu y) e^{-\lambda_{mn}^2 t} \quad (10)$$

since that:

$$\vartheta = \frac{m\pi}{L_x}; \mu = \frac{n\pi}{L_y}; e, \lambda_{mn} = \left(\frac{\pi}{\alpha}\right)^2 \left[\left(\frac{m}{L_x}\right)^2 + \left(\frac{n}{L_y}\right)^2 \right] \quad (11)$$

and, the L_x and L_y parameters, represent the solid dimension over two coordinate directions. The B_{mn} coefficients are obtained from the EULER's equation, in its form applicable to the Fourier's series coefficients definition, apud Kreyszig [4], represented by:

$$B_{mn} = \frac{4}{L_x L_y} \int_0^{L_y} \int_0^{L_x} f(x, y) \sin(\vartheta x) \sin(\mu y) dx dy \quad (12)$$

Where, $f(x, y)$ is a real function, previously known, that describes the temperature field distribution at the instant that the diffusion phenomenon is triggered.

3 | COMPUTATIONAL SUPPORT

With a view to the acquisition of results aimed at the support of the tasks affecting the numerical simulation performed in this paper, a computational algorithm written by using the FORTRAN automatic language was drafted. The computational code is based on the approximation by finite differences of the Heat Diffusion Differential Equation.

Such algorithm was structured according to a logic strategy including the material diffusivity coefficient input, the data reading referring to the mesh topology resulted from the discretization of the problem spatial domain, the information reading of the body geometric

characteristics, the boundary conditions, the initial thermal distribution, as well as the phenomenon longevity.

The computational code starts from the division of the elapsed time along which the heat diffusion is analyzed in some suitable instants of time. After that, it generates a matrix for the initial time situation, in which each element corresponds to the temperature at a point on the solid body, according to the discretization mesh. The code then applies the recurrence expression, Eq. 9, to the values of the initial matrix and obtains a new matrix, representing the temperature distribution at the next instant of time. By applying the expression once more, this second matrix results in a third one, related to a further instant of time. This process is repeated over and over until the final instant of time is reached, when the thermal field of interest is generated.

The algorithm has in its logical schedule a manager module to perform the output of the results in a neutral file focused to supply demands of the graphic postprocessor used for the visual display of thermal fields. Such a computational tool is drawn up in language recognized by the “Embarcadero Delphi” compiler that is compatible to the Windows platform in the programming language “C”, Madureira and Silva [6].

4 | PROGRAM VALIDATION

The program validation has been verified from the comparison of the results obtained by using diffusion equation analytical resolution and those ones performed from its numerical version. The computational code was applied to solve the thermal diffusion through a two-dimensional square thin plate 3.00 m size, Fig. 2.

By examining Fig. 3, one may constate a good agreement between de curves presented in it.

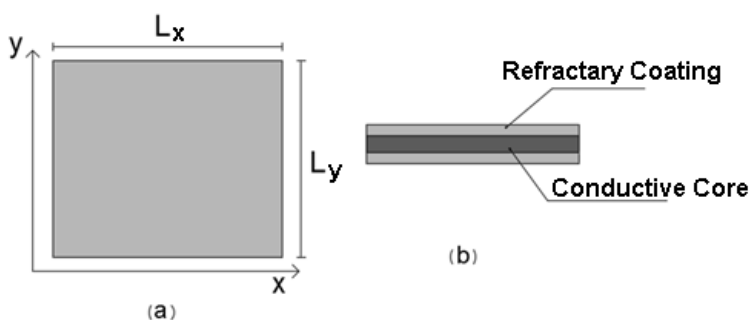


Figure 2. a - Plate; b – Cross section

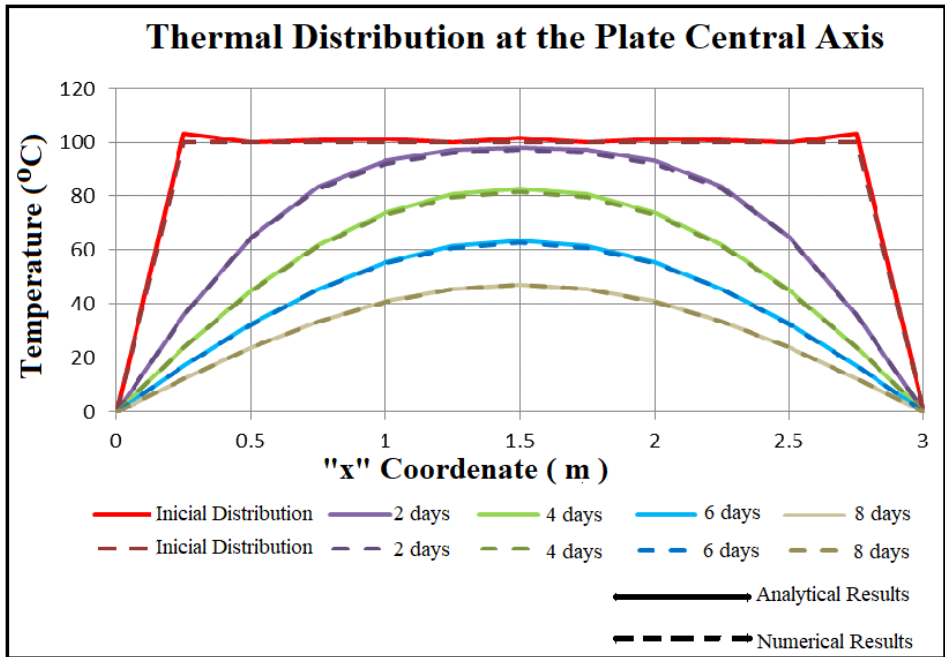


Figure 3. Analytical and numerical results comparison

5 | STUDIED SPECIMENS

The constructive member that is analyzed in this paper is a dam presenting 400.00 m length, 90.00 m height, 70.00 m and 5.00 m width at its bottom and its crest, respectively, vertical upstream surface and staggered downstream surface, Fig. 4. The perimeter surface over the threads BA and AG is exposed to atmospheric air and to solar radiation and so it is maintained at a temperature about 100 °C. The perimeter surface over the threads GF, FE and AD is exposed to the soil foundation contact, in which temperature changes from 100 °C at the point G to 20 °C at the point D. Over the line BD, the dam surface is at the mass of water contact. Along the line CD, temperature is maintained at 20 °C, and along the line BC temperature changes from 20 °C at the point C to 100 °C at the point B. At the initial time, $t = 0$ (ZERO), the massive dam temperature presents itself about 200 °C.

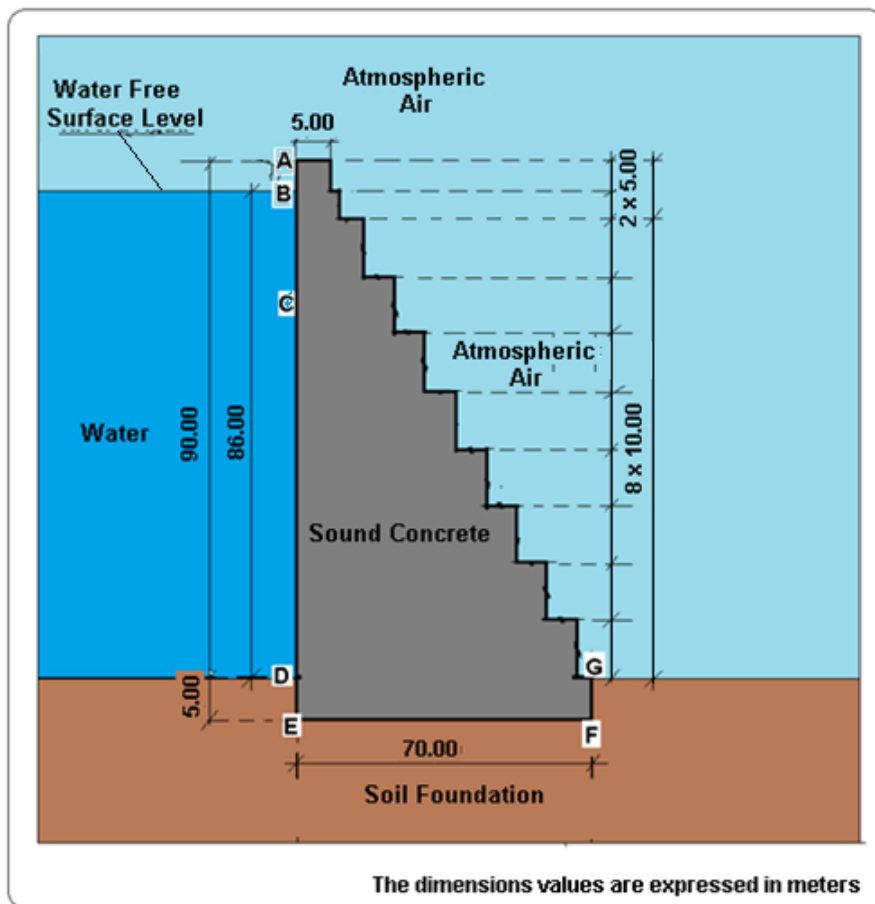


Figure 4: Studied specimens

The sound mass of the studied specimen presents thermal diffusivity by, approximately, $\alpha = 8,1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, Gambale and Guedes [2], corresponding to a thermal conductivity by 1,75 W/(m.°C), specific heat by 880 J/(Kg.°C) and specific mass about 24,0 kN/m³.

In numerical simulation cases involving heat diffusion analysis, especially, if the material, as concrete, presents low values for the thermal diffusivity parameters, it may arise deficiencies regarding the accuracy of the results, characterized by instability of numerical nature, Madureira et al [7]. An effective solution for this kind of disturbance is to take care to get a suitable relation involving the discretization by time and the mesh discretization of the problem spatial domain. For that analysis involving a unidimensional modelling it is suitable to adopt a value between 0 and 0.5 for the β parameter of Eq. 8, Lima and Makino [5]. In the other hand, for two-dimensional modelling, the authors of this paper found out that such a parameter must take a value between 0 and 0.25. Once such proposal has been adopted and if it is considered the discretization that is practiced for the problem spatial domain the

adoption of time instants of the phenomenon observation about 1, 12, 60, 120, 168, 240 and 300 months is suitable.

In a similar proceeding adopted by Madureira et al [8], although the problem that is being analyzed in this paper is, indeed, over the three-dimensional mode, by adopting a special device, it may be treated such a case as if it were over two-dimensional type.

6 | RESULTS

Figure 5 illustrates the evolution of the temperature fields by time over the dam body, which is the object of the thermal diffusion analysis proposed in this paper.

It is observed that Figure 5.a represents the instant of time in which, hypothetically, the phenomenon of thermal diffusion is started to be monitored, and shows the temperature distribution over the solid mass of concrete dam.

On the other hand, it can be perceived that at the end of one month, counted from the date when the diffusion monitoring in analysis began, the day in which the temperature field presents the distribution illustrated in Figure 5.b, the thermal status of the dam section contour, reflecting, the reality of the problem boundary conditions, as defined in section number 5 of this work.

It is possible to constate, in fact, that at the end of 12 months, Fig. 5.c, the phenomenon already exhibits some evolution, although according discreet amount, as well as it is possible to identify the tendency induced by the establishment of thermal gradients to promote heat flow through solid bodies from the regions at higher temperature levels, as in the case of the inner mass of the dam body, toward to those regions at cooler thermal level, as in the case of the dam contour perimeter.

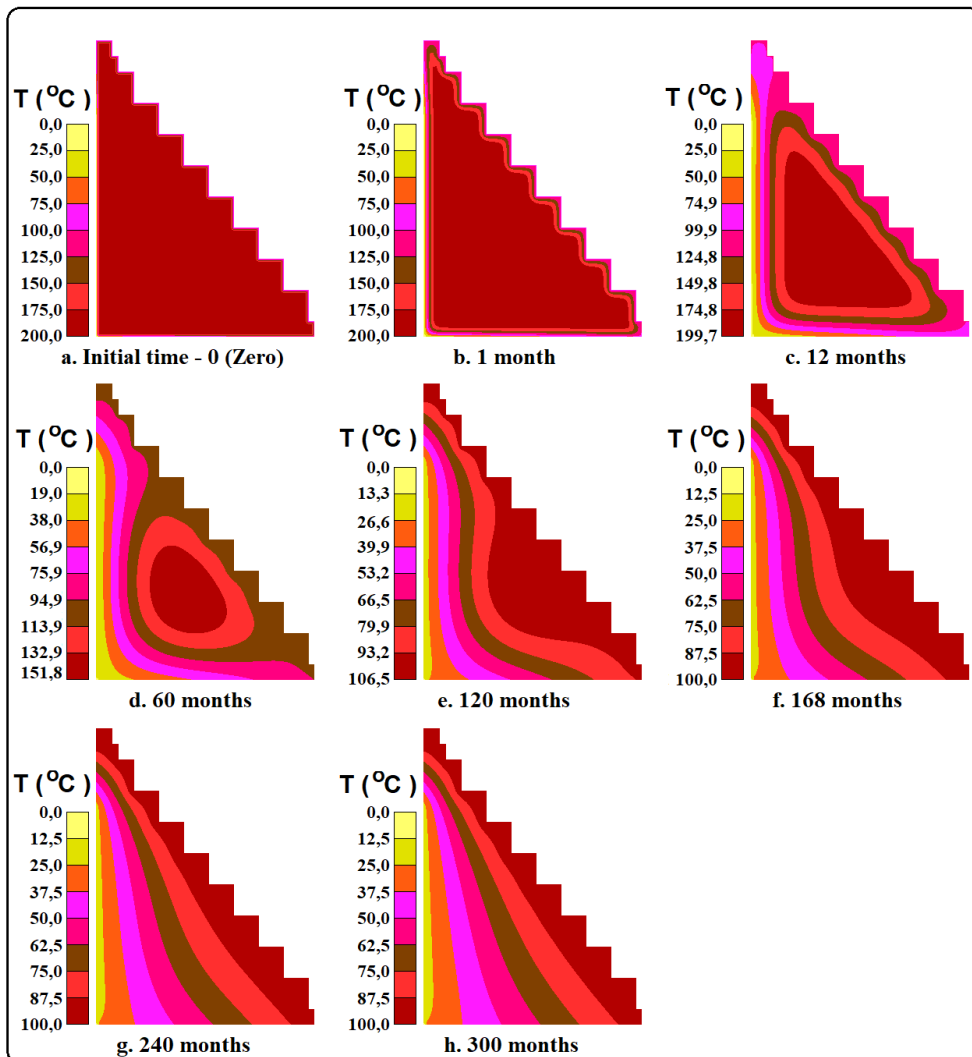


Figure 5: Dam temperature progress by time

By examining the set of all the thermal fields showed in Fig. 5, one can concatenate a clear idea of the temperature progress over time, even, corroborating the statement formulated in the previous paragraph of this work that the heat flow is processing from the inner mass of the dam forward to the boundary perimeter surrounding it.

By performing an analysis of the temperature fields of Fig. 5, in sequence, it is perceived that, from an instant of observation to its subsequently immediate, the thermal fields present distribution, notoriously, distinct even in the elapsed period from ten years to twenty years.

The thermal behavior that is reported in the previous paragraph of this paper induces

to the conviction that, up to twenty years, the heat diffusion phenomenon is yet in transient regimen, and from such date, the thermal diffusion hit, in practice, the stationary condition.

7 | CONCLUSIONS

The thermal diffusion promoted the heat flow from the regions at higher temperature levels, as in the case from the inner mass of the dam body, toward those regions at cooler thermal level, as in the case of the dam contour perimeter.

Due to thermal conductivity small value of the concrete, the heat diffusion phenomenon has endured itself over, at least, twenty years, even at the absence of a heat energy source and at the end of such elapsed time, the thermal diffusion hit, in practice, the stationary condition

From the obtained results of the numeric simulation performed in this work, the thermal diffusion process has developed itself according the expected trend.

Thus, the proceedings and the computational support that was applied to perform the analysis object of this paper showed themselves suitable.

REFERENCES

[1] FARLOW, S.J. **Partial Differential Equations for Scientists and Engineers**. John Wiley and Sons, 1982.

[2] GAMBALE, E.A.; GUEDES, Q.M. **Difusividade Térmica do Concreto**. Concreto Massa, Estrutural, Projetado e Compactado a Rolo - Ensaio e Propriedades. Ed PINI, 1997.

[3] HOLMAN, J.P. **Heat Transfer**. McGraw-Hill Book Company, 1972.

[4] KREYSZIG, E. **Matemática Superior**. Volume 3. 2. ed. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos, Editora S.A., 1978.

[5] LIMA, K.L.; MAKINO, M. **Método das Diferenças Finitas Aplicado à Geotermia rasa em solos de pastagem em Marabá**. Revista Científica da Universidade Federal do Pará. Edição n. 2, 2001.

[6] MADUREIRA, E.L.; SILVA, A.L.A. (2013): **Project1 – Programa para visualização de campos de tensões resultantes de análises não lineares de modelos bidimensionais de elementos finitos**. Versão 1.0, Rio Grande do Norte: DEC/UFRN.

[7] MADUREIRA, E.L.; MEDEIROS, E.M.; SILVA, A.L.A. **Difusão Térmica em Estrutura de Contenção de Concreto**. 58º Congresso Brasileiro do Concreto. Belo Horizonte. MG. 2016.

[8] MADUREIRA, E. L.; MEDEIROS, E.M.; SILVA, A. L. A.; SPÍNOLA, G.B. **Thermal Diffusion over a Massive Portland Cement Concrete Structure**. Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering. Natal, RN, 2019.

ESTABILIDADE GLOBAL DE PÓRTICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 06/11/2020

Luciano Carneiro Reis

Instituto Federal do Maranhão
São Luís - Maranhão
<http://lattes.cnpq.br/5924481323285668>

Yuri Leandro Abbas Frazão

Centro Universitário Dom Bosco
São Luís - Maranhão
<http://lattes.cnpq.br/6217928110125744>

Ricardo Alberto Barros Aguado

Centro Universitário Dom Bosco
São Luís - Maranhão
<http://lattes.cnpq.br/6638915024173267>

Silas Pacheco Rodrigues Junior

Centro Universitário Dom Bosco
São Luís - Maranhão
<http://lattes.cnpq.br/8931629014108846>

Gabriel Meneses Souza

Centro Universitário Dom Bosco
São Luís – MA
<http://lattes.cnpq.br/4946785184792491>

RESUMO: As alvenarias são elementos modulares que formam painéis estruturais ou de vedação nas edificações. Por ser uma alternativa mais economicamente viável, que provê conforto termo-acústico satisfatório e isolamento contra penetração de umidade, além de ter grande oferta no mercado nacional tanto do material quanto da mão-de-obra para aplicação, seu uso

é largamente difundido no país. As estruturas pré-moldadas de concreto armado, atualmente tem sua aplicação limitada pela estabilidade global das edificações sob ações externas. Convém afirmar que a rigidez das ligações interfere em muito na estabilização da edificação reduzindo seus deslocamentos verticais e horizontais, possibilitando menor influência dos deslocamentos nos elementos de vedação, reduzindo o aparecimento de fissuras por tração, esmagamento por compressão e influência nos vãos de portas e janelas que impossibilitem o cumprimento de suas funções. As alvenarias de preenchimento dos pórticos, por sua vez, não são desprovidas de resistência. Mesmo que possuam menor capacidade portante em comparação a estrutura, conferem possibilidade de aumento da rigidez da estrutura através da capacidade portante residual dos seus elementos. Análogo à semi-rigidez rotacional das ligações, que são providas em forma de alteração do método construtivo convencional da estrutura, o aproveitamento da rigidez da alvenaria também necessita de cuidados específicos na execução e maior detalhamento na consideração do efeito. Esse artigo apresenta as variáveis que envolvem a obtenção do valor de rigidez, as características da alvenaria para possibilitar esse aproveitamento de capacidade de incremento da rigidez ao pórtico¹, o método de análise aplicado e resultados obtidos através dele.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenarias, Pórtico, Enrijecido, Estabilidade.

GLOBAL STABILITY OF MASONRY-FILLED PORCHES

ABSTRACT: Masonry is modular elements that forms structural or sealing panels in buildings. By been a more economically viable alternative, which provides satisfactory thermo-acoustic comfort and insulation against moisture penetration, besides having a great offer in the domestic market both of the material and of the workforce for application, its use is widely diffused in the country. Precast concrete structures are currently limited by the global stability of buildings under external actions. It should be stated that the stiffness of the connections interferes greatly in the stabilization of the building, reducing its vertical and horizontal displacements, allowing less influence of the displacements in the sealing elements, reducing the appearance of cracks by traction, compression crushing and influence in the window and door spans that make it impossible for them to perform their duties. The masonry of filling the porticos, in turn, are not devoid of resistance. Even if they have a lower bearing capacity compared to the structure, they give the possibility of increasing the rigidity of the structure through the residual bearing capacity of its elements. Similar to the rotational semi-rigidity of the connections, which are provided in the form of alteration of the conventional constructional method of the structure, the use of the rigidity of the masonry also requires specific care in the execution and greater detail in the consideration of the effect. This article presents the variables that involve obtaining the rigidity value, the characteristics of the masonry to enable this use of capacity to increase stiffness to the portal, the method of analysis applied and results obtained through it.

KEYWORDS: Mansory, Porches, sttifening, stability.

1 | INTRODUÇÃO

A industrialização pode ser uma ferramenta altamente eficiente para a indústria da construção civil no que concerne a tópicos de grande importância no contexto atual como economia de materiais, redução na geração de resíduos sólidos, controle tecnológico, redução dos custos com mão-de-obra e aprimoramento das técnicas. Uma comparação pertinente a ser considerada consiste em considerações quanto a qualificação da mão-de-obra para execução de estruturas metálicas e estruturas de concreto armado moldadas *in loco*. Enquanto a primeira exige qualificação técnica de nível profissionalizante ou técnico, no mínimo, a segunda não apresenta exigências de escolaridade. Esse fato se reflete nas unidades de medida utilizadas para projeto, qualidade da execução, ordem de grandeza dos erros admissíveis em execução e projeto, além do grau de qualidade de entrega do produto.

Ainda correspondendo a isso, devido ao sofisticado controle tecnológico aplicado às estruturas pré-fabricadas, é perceptível o aumento de esbeltez das peças, o que reduz sua inércia, conseqüentemente, a rigidez da estrutura, aumentando os deslocamentos sofridos. Por se tratar de pré-fabricação, as peças são moldadas em oficina/fábrica e transportadas para montagem na obra. Esse fato acentua a redução da rigidez das estruturas pré-fabricadas, pois as peças começam a trabalhar com nós mais flexíveis, ou

até mesmo sendo considerados rotulados, em projeto. Em conjunto, a redução das inércias das peças e redução da rigidez na vinculação entre as peças aumentam a instabilidade das edificações, que é resultado dos seus deslocamentos, aumento da aceleração no movimento do edifício e, como consequência disso, unido aos limites normativos, redução das alturas admissíveis, quantidades de pavimentos e possibilidades arquitetônicas, de engenharia e, – por consequência direta, afetando todo um setor, colocando em cheque a possibilidade de usufruto de todas as vantagens aqui citadas – inviabilização da pré-fabricação de edifícios altos.

As estruturas de concreto pré-moldado são as estruturas pré-fabricadas objeto deste artigo. Não pretendendo tornar mais robustas as peças, já que a característica de aumento da esbelteza é uma propriedade dos pré-moldados e apresenta-se como uma vantagem econômica do processo construtivo, buscou-se avaliar a representatividade da consideração dos efeitos causados pela consideração da rigidez das alvenarias dos pórticos preenchidos em estruturas multi-pavimentos pré-moldadas de concreto armado a partir de um estudo elaborado por NETO (2012), com base nos escritos por ARAÚJO (2006), FERREIRA (2005), GORGUN (1997), MARIN (2009), ELLIOT (1998) e SOARES (1998) sobre o comportamento de pórticos pré-moldados com ligações semi-rígidas aplicando seus conceitos às ligações viga-pilar como as estudadas por MIOTTO (2002) e FERREIRA *et al* (2003); não especificando as ligações, mas, sim, demonstrando os efeitos da semi-rigidez das ligações no comportamento do pórtico; analisando a estabilidade global considerando simultaneamente o preenchimento dos pórticos e a semi-rigidez das ligações.

1.1 Estabilidade global

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 15.2, as estruturas de concreto armado, o estado-limite último de instabilidade é atingido sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e, portanto, das deformações, há elementos submetidos a flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da sollicitação.

No item 15.4.2, as estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

Conforme a NBR 6118 (ABNT 2014), item 15.5.2, uma estrutura reticulada poderá ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α , dado pela equação 1, for menor que descrito pela equação 2, de outra forma, deve ser considerada como sendo de nós móveis.

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_c \cdot I_c}} \quad (\text{Equação 1})$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0.2 + 0.1 \cdot n & \text{se } n \leq 3 \\ 0.6 & \text{se } n \geq 4 \end{cases} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

1. n é o número de pavimentos acima da fundação ou subsolo.
2. H_{tot} corresponde a altura total da edificação, com essa cota englobando os pavimentos utilizados em n .
3. N_k é o total de cargas verticais solicitantes somadas apenas dos pavimentos englobados por n e H_{tot} .
4. $E_c I_c$ é a inércia do pilar equivalente (metodologia detalhada em CARVALHO E PINHEIRO (2009) e apresentada resumidamente na NBR 6118/2014 no referido item).

No item 15.5.3, a NBR 6118 (ABNT, 2014) coloca que coeficiente γ_z (Equação 3) de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez com aproximação da não-linearidade física descritos no item 15.7.3 para estágio II.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Equação 3})$$

Sendo:

1. $M_{1,tot,d}$, o momento de tombamento total somado de todas as forças horizontais em relação a base da estrutura, com seus valores de cálculo.
2. $\Delta M_{tot,d}$, a soma dos produtos das forças verticais pelos deslocamentos horizontais de seus pontos de aplicação obtidos da análise de 1ª ordem, com seus valores de cálculo.

A estrutura é considerada de nós fixos se $Y_z \leq 1.1$ e atendida a condição imposta, entram as equações 1 e 2 pelo item 15.4.2 da norma em questão, portanto podendo ser dispensada a consideração de esforços globais de 2ª ordem.

1.1.1 Deslocamentos horizontais

Ainda que atendidos os critérios Y_z e requisito comparativo do parâmetro α , a NBR 6118 (ABNT, 2014) posiciona-se quanto aos deslocamentos horizontais limites em sua tabela 13.3 – Limites para deslocamentos, para edifícios cuja vedação lateral seja a

aplicação de paredes não-estruturais. A referida tabela cita os valores $H/1700$ e $H_i/850$, onde H é a altura total da edificação e H_i corresponde ao pé-esquerdo dos pavimentos analisados.

Cabendo, aqui, então, uma colocação: Nesse ponto específico da norma, a primeira coluna da tabela, nomeada como “Tipo de efeito”, apresenta em palavras claras para os limites supracitados: Efeitos em elementos não-estruturais.

Segundo ARAÚJO (2014), deve ficar claro que, ao considerar a contribuição das alvenarias, elas passam a ter função estrutural, não se tratando mais de meras paredes divisórias. Nesse caso, devem ser respeitadas as exigências normativas referentes a alvenaria estrutural conforme estabelecido nas normas brasileiras NBR 15812 e NBR 15961.

1.1.2 Soluções para problemas de estabilidade

A partir de uma análise da equação 1, é possível obter indicadores para melhoria da estabilidade das edificações. A equação é formada uma parte por elementos pouco controláveis pelo projetista de estruturas (H_{tot} e N_k) e outra parte por aquilo que fica em função da concepção estrutural (E_{clc}). Assim, é necessário um aumento da rigidez do pilar equivalente a fim de prover para o parâmetro α valores menores, aproximando-o de α_1 , já que o parâmetro α é inversamente proporcional a rigidez do pilar equivalente.

Nisso, como a metodologia de obtenção da rigidez do pilar equivalente passa primeiro pela determinação do deslocamento do pórtico sob carregamentos horizontais para comparação com o cálculo de uma viga em iguais condições de deformação, é necessário que as soluções para os problemas de estabilidade das edificações conduzam para a redução dos deslocamentos de primeira ordem descritos pela metodologia do pilar equivalente no pórtico original.

Alguns parâmetros lógicos de aumento da rigidez dos pórticos reticulados são descritos pelo método da rigidez:

1. Aumento da rigidez das ligações;
2. Aumento da rigidez das barras;
3. Aumento da quantidade de barras componentes dos nós;
4. Aumento do coeficiente de elasticidade dos materiais;
5. Redução dos comprimentos das barras.

As soluções II, IV e V serão abandonadas, nesse artigo devido a necessidade de não interferir no processo de pré-fabricação, concepção estrutural original do modelo que será analisando: o mesmo estudado por NETO (2002), com mesmos materiais, inércias de barras e configuração do pórtico. No entanto, há de se pontuar que são soluções viáveis do ponto de vista estrutural, mas que devem ser analisadas em esfera econômica

e exequibilidade.

A solução I foi adotada no estudo de NETO (2002), portanto, será aplicada aqui sem qualquer alteração para efeitos de comparação do pórtico com ligações rotuladas x semi-rígidas.

A solução III é a solução restante, e a solução utilizada nesse artigo para melhoria da estabilidade da estrutura analisada. Nela, tomamos como necessário adicionar barras aos nós da estrutura aproximando-a a um comportamento de treliça, enrijecendo os nós a partir de barras inclinadas. Essas barras podem ser metálicas, de madeira, concreto armado, ou, como será demonstrado, de alvenaria.

1.2 Rigidez da alvenaria

Tendo em vista que a grande maioria das edificações de concreto pré-moldado possui vedações em alvenaria, buscou-se analisar a influência da utilização do próprio elemento de vedação para contraventar o pórtico. Assim, utilizando-nos de um elemento pré-existente, não haveria, então, além do aumento do critério de consideração das NBR's citadas por ARAÚJO (2014) no item 1.1.1 desse artigo, qualquer alteração nos carregamentos, tecnologias aplicadas ou aumento de atividades na obra. Ou seja, apenas buscou-se utilizar da resistência anteriormente desprezada de um elemento já presente no local para estabilização da edificação.

1.2.1 Mecanismo resistente

A alvenaria é um elemento construtivo modular composto por módulos normalmente retangulares, vazados para redução de peso próprio, com processo de produção conhecido e simplificado, passivo de mecanização (se estrutural, necessário), e com controle tecnológico simples. Esses módulos são assentados uns sobre os outros de forma ordenada projetada (quando estrutural ou de vedação racionalizada) unidos por cordões de argamassa.

A configuração de montagem dessa alvenaria necessita que tanto o bloco (módulo) quanto a argamassa suportem os carregamentos que serão impostos. Portanto, carregamentos de tração não são convenientes para a argamassa, que não comporta-se bem sob essas tensões. Com isso, apenas a parcela comprimida da alvenaria participa do mecanismo resistente. Para o estudo direcionado à estabilidade global de pórticos preenchidos com alvenaria, é necessário compreender, então, qual parcela da alvenaria é comprimida quando o pórtico deforma-se horizontalmente.

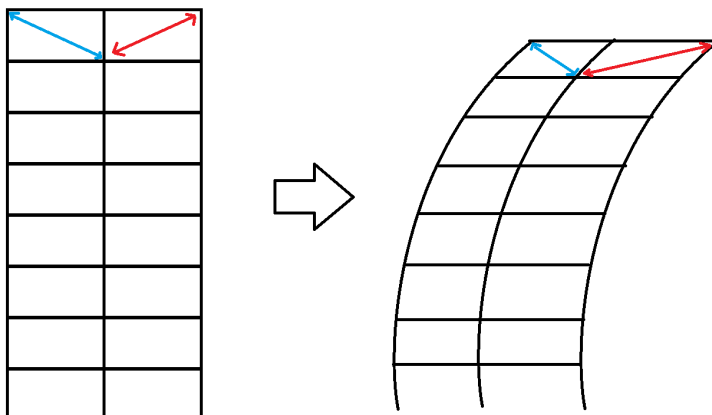


Figura 1 - Representação da configuração deformada de um pórtico sob carregamentos horizontais

Fonte: o Autor (2020)

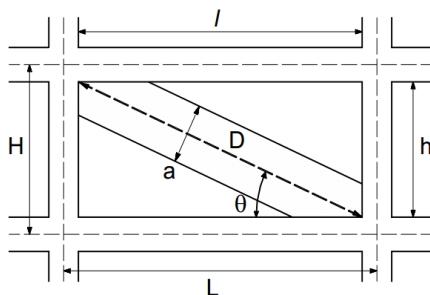
A Figura demonstra que, em pórticos submetidos a carregamentos horizontais, os quadros anteriormente retangulares tomam configurações próximas de losangos, onde uma das diagonais (azul) reduz seu tamanho, enquanto a outra (vermelha) aumenta o seu. Em estando preenchidos por alvenaria, nos pórticos as alvenarias desprenderiam-se nos cantos da diagonal tracionada tenderiam ao esmagamento na diagonal comprimida. Enquanto não acontece a ruptura por compressão excessiva dessas alvenarias, elas estariam contribuindo para a estabilização do pórtico fazendo-o aproximar-se de um comportamento treliçado, mas, configurando, ainda, um pórtico com bielas de compressão rotuladas na diagonal.

Com a necessidade de discretizar a alvenaria como barra, ao invés de placa, para análise do enrijecimento do pórtico, é necessário descrever sua área e Elasticidade para obtenção do coeficiente de rigidez da barra rotulada como citada por Martha (2010) colocada na Equação 4:

$$K = \frac{E \cdot A}{L} \quad \text{(Equação 4)}$$

1.2.2 Métodos de obtenção do coeficiente de rigidez da alvenaria

O problema da determinação do coeficiente de rigidez da barra de compressão equivalente da alvenaria parte do questionamento de qual parcela da alvenaria é realmente comprimida, já que uma das dimensões é fixada pela própria alvenaria (sua espessura) e a outra, pela diagonal do pórtico (comprimento), restando a obtenção de sua largura. (problema apresentado na Figura 2).



a = largura da diagonal equivalente
 t = espessura da parede
 D = comprimento da diagonal da parede
 h = altura da parede
 l = comprimento da parede
 θ = ângulo de inclinação da diagonal equivalente
 H = distância entre eixos de vigas
 L = distância entre eixos de pilares

Figura 2 - Modelo de diagonal equivalente em pórticos preenchidos com alvenaria.

Fonte: SILVA (2014)

Autores	Expressões	
MAINSTONE e WEEKS (1970) e MAINSTONE (1974)	$a = 0,175 \cdot (\lambda_H)^{0,4} \cdot D$	
LIAUW e KWAN (1984)	$a = \frac{0,95 \cdot \text{sen}(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda_H}} \cdot D$	
DECANINI e FANTIN (1987)	Para painéis não fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$: $a = \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H}\right) D$ $\lambda_H > 7,85$: $a = \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H}\right) D$	Para painéis fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$: $a = \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H}\right) D$ $\lambda_H > 7,85$: $a = \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H}\right) D$
PAULAY e PRIESTLEY (1992)	$a = \frac{D}{4}$	
DURRANI e LUO (1994)	$a = \gamma \cdot \text{sen}(2\theta) \cdot D$ $\gamma = 0,32 \cdot \sqrt{\text{sen}(2\theta)} \cdot \left(\frac{H^4 \cdot E_t}{m \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}\right)^{-0,1}$	$m = 6 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot E_v \cdot I_v \cdot H}{\pi \cdot E_p \cdot I_p \cdot L}\right)$ E_v = módulo de elasticidade do material da viga; I_v = momento de inércia à flexão da viga.
CHRYSOSTOMOU e ASTERIS (2012)	$a = 0,270 \cdot (\lambda_H)^{0,4} \cdot D$	

Tabela 1 - Expressões utilizadas para determinação da largura da barra diagonal equivalente

Fonte: SILVA (2014)

Onde o fator λ_H representa o produto da rigidez relativa pela altura entre os eixos H das vigas dos pavimentos.

A rigidez relativa é dada pela Equação 5 e o fator λ_H pela Equação 6.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E \cdot t \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (\text{Equação 5})$$

$$\lambda_H = \lambda \cdot H \quad (\text{Equação 6})$$

Tal que:

1. I_p é o momento de inércia do pilar na direção contraventada
2. E_p é o módulo de elasticidade do pilar
3. E representa o módulo de elasticidade da parede
4. t é a espessura da parede

De forma próxima, ARAÚJO (2014) apresenta a definição da diagonal comprimida como sendo determinado conforme Figura 3 e as Equações 7, 8, 9 e 10.

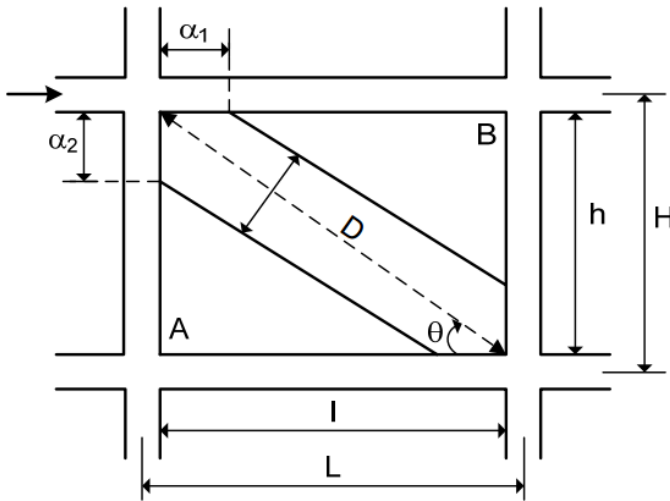


Figura 3 - Largura da diagonal Equivalente

Fonte: ARAÚJO (2014)

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{\lambda_1} \leq 1 \quad (\text{Equação 7})$$

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_2} \leq h \quad (\text{Equação 8})$$

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\frac{E \cdot t \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_v \cdot l}} \quad (\text{Equação 9})$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{E \cdot t \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (\text{Equação 10})$$

Com as mesmas nomenclaturas de símbolos, mas com o acréscimo da Inércia da viga (I_p).

Sendo α a largura da diagonal equivalente, dada pela Equação 12. Ainda, as NBR's 15812 (ABNT 2010) e 15961 (ABNT, 2011) indicam como valores estimados para o módulo de elasticidade como indicado na Equação 11:

$$E = \begin{cases} 600 \cdot f_{pk} & \text{para alvenarias de blocos cerâmicos} \\ 800 \cdot f_{pk} & \text{para alvenarias de blocos de concreto} \end{cases} \quad (\text{Equação 11})$$

$$a = \sqrt{\alpha_1^2 + \alpha_2^2} \quad (\text{Equação 12})$$

ARAÚJO (2014) indica que a distribuição de tensões se dá de forma bi-triangularmente distribuída e devem ser calculadas utilizando a largura encontrada através da Equação 12, ou de forma equivalente e simplificada, uniformemente distribuída utilizando-se de uma largura reduzida para fins de simplificação, apenas, como na Equação 13. O autor ressalta que, de toda forma é conveniente e recomendável limitar a largura da diagonal comprimida como 15% do comprimento da mesma.

$$a_{red} = \frac{a}{2} \quad (\text{Equação 13})$$

Conhecida a espessura da parede e a largura da diagonal equivalente, resta equacionar a força atuante na biela. Da resistência dos materiais:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (\text{Equação 14})$$

$$F = \sigma \cdot A \quad (\text{Equação 15})$$

Colocando nos termos da alvenaria e com simbologia adequada, adotando como método de obtenção dessa reação, o método descrito por ARAÚJO (2014):

$$R_c = f_d \cdot t \cdot a_{red} \quad (\text{Equação 16})$$

2 | MODELO ANALÍTICO

2.1 Pórtico analisado

O Pórtico analisado foi o mesmo adotado por NETO (2002), que é o mesmo analisado por FERREIRA *et al* (2005) com considerações de simplificações por questões de efeito pretendido. Conforme citado, não pretende-se o desenvolvimento de análise

exata ou qualquer estudo de caso, aproximação, equivalência ou desenvolvimento projetual. O objetivo do artigo é pautar comparativamente o ganho de estabilidade global entre 8 pórticos: um com ligações viga-pilar rotulados, outro com ligações semi-rígidas com diversas rigidezes os demais com mesmas propriedades de vinculação interna das ligações e acréscimo de alvenaria colaborante. A Figura 4 apresenta o pórtico analisado.

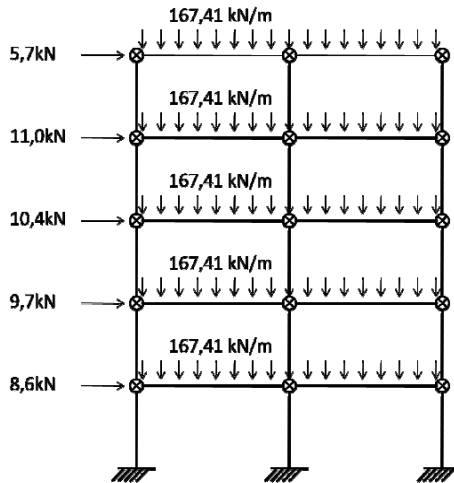


Figura 4 - Pórtico analisado
 Fonte: NETO (2002)

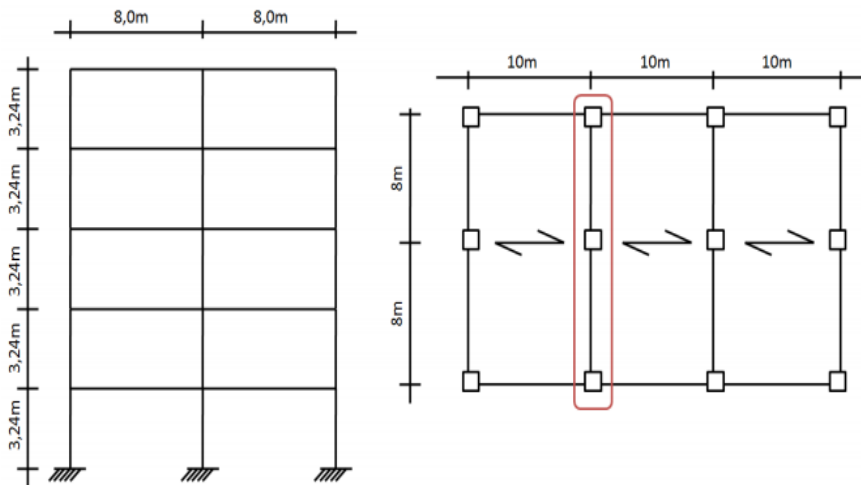


Figura 5 - Geometria do pórtico analisado
 Fonte: NETO (2002)

Conforme NETO (2002), o pórtico possui 20 metros de altura por 16 metros de largura, sendo vigas de seção 81 cm x 48 cm e pilares de 50 cm x 50 cm.

NETO (2002) efetuou 3 análises em seu pórtico, onde a primeira, supracitada era uma análise linear elástica, ou seja, de primeira ordem, uma segunda análise, dessa vez de segunda ordem, onde majorou os carregamentos pelo coeficiente e uma outra análise de segunda ordem considerando a não-linearidade física e geométrica através da adoção dos coeficientes de aproximação do coeficiente de rigidez a flexão para 0,4EI e 0,8EI para vigas e pilares, respectivamente.

Estranhamente, as vigas possuíam seções de 81cm de largura enquanto os pilares dispunham de apenas 50cm de largura. Como a concepção do pórtico é do próprio autor, foi mantido.

O edifício foi analisado como pórtico plano, não-espacial. A figura 6 demonstra a divisão por barras adotada e a tabela 2 apresenta as propriedades das barras.

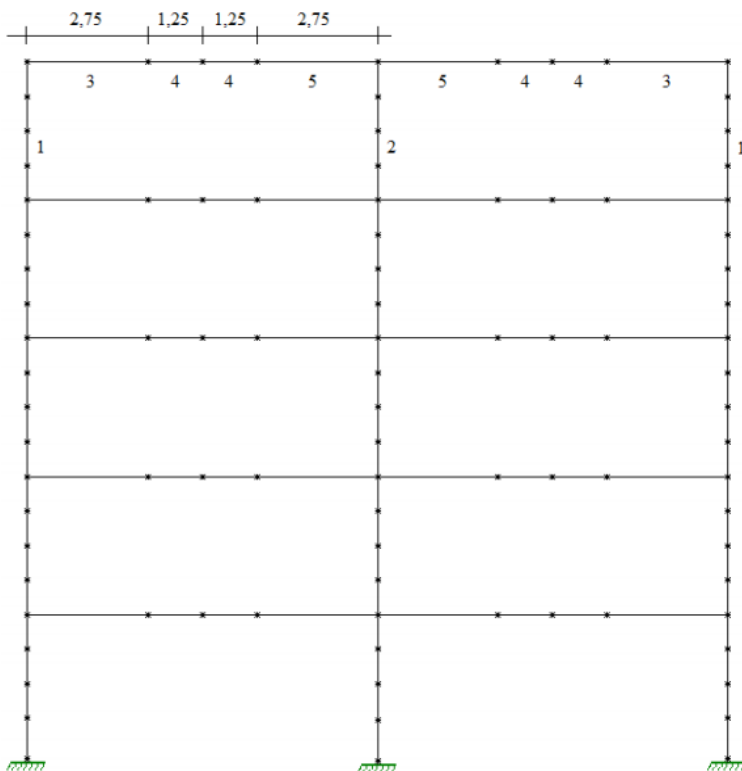


Figura 6 - Identificação de barras

Fonte: o Autor (2020)

Propriedade	Base (m)	Altura (m)	As inf. (m)	C. inf (m)	As sup. (m)	C. sup (m)
1	0,5	0,5	5,00E-04	0,04	5,00E-04	0,04
2	0,5	0,5	5,40E-03	0,05	5,40E-03	0,05
3	0,81	0,48	5,63E-03	0,05	6,15E-04	0,04
4	0,81	0,48	5,63E-03	0,05	4,92E-04	0,04
5	0,81	0,48	5,63E-03	0,05	8,04E-03	0,05

Tabela 2 - Propriedades das barras

Fonte: o Autor (2020)

2.2 Alvenaria de Preenchimento

Com o acréscimo das bielas equivalentes de alvenaria, o edifício ganhou as seguintes configurações:

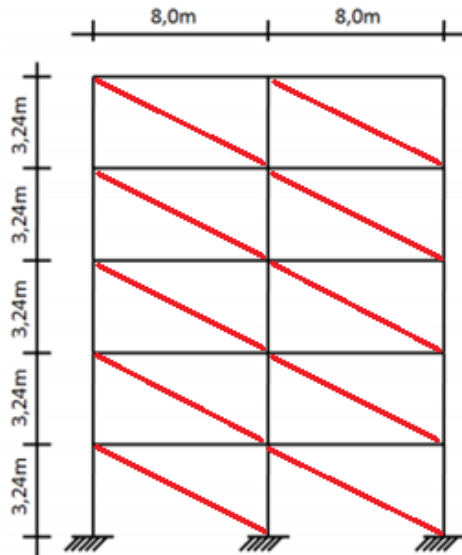


Figura 7 - Configuração do pórtico contraventado com alvenaria

Fonte: o Autor (2020)

Denominando a biela de alvenaria como BARRA 6 com as seguintes propriedades:

Propriedade	Valor	Unidade
Comprimento (D)	7.88	m
Módulo de Elasticidade (E)	800	MPa
Área comprimida ax _t (A)	0.2268	m ²
Tensão admissível (fk)	1	MPa

Tabela 3 – Características da biela de alvenaria

Fonte: o Autor (2020)

Demais dados seguiram indicações de NETO (2002).

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados analisados basearam-se em utilizar-se do coeficiente Y_z apenas para efeitos de ponderação das ações a fim de seguir a metodologia descrita por NETO (2002). Utilizou-se apenas 3 coeficientes β de semi-rigidez de ligação viga-pilar como forma de exemplificar a relação entre o ganho de rigidez da ligação e o deslocamento no topo da edificação.

Pautou-se nos métodos apresentados para definição da colaboração da biela de alvenaria na redução dos deslocamentos do pórtico. A Tabela 4 e Gráfico 1 apresentam os resultados obtidos das análises.

Vinculação viga-pilar	Deslocamento no topo				U2/U1
	Sem Alvenaria		Com Alvenaria		
	Deslocamento (m) U1	L/	Com Alvenaria (m) U2	L/	
Rotulado	0,012	1350	0,003485	4648	0,2904167
Ligação Semi-Rígida beta 0.3	0,0085	1906	0,004630588	3498	0,5447751
Ligação Semi-rígida beta 0.5	0,008	2025	0,003075	5268	0,384375
Ligação Semi-rígida beta 0.8	0,005	3240	0,002	8100	0,4

Tabela 4 - Deslocamentos no topo do edifício

Fonte: o Autor (2020)

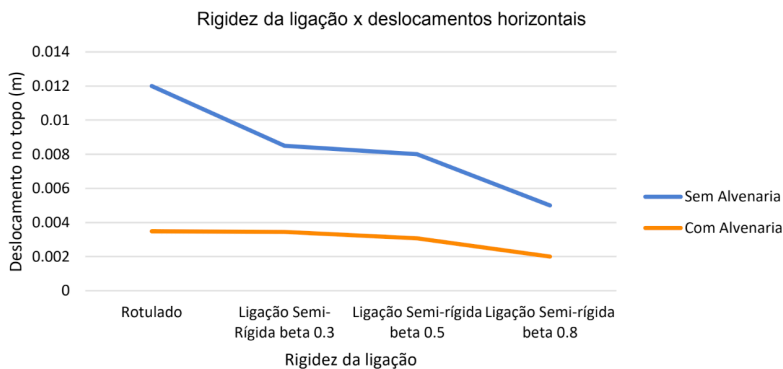


Gráfico 1 - Gráfico Comparativo Com e Sem alvenaria com o aumento da rigidez da ligação

Fonte: o Autor (2020)

Como resultado, conclui-se que o aumento da rigidez da ligação contribui em muito com a redução dos deslocamentos dos pórticos. Ressaltando que, para a ligação rotulada, sem alvenaria colaborante, o limite $H/1700$ não foi atendido. Conforme pode ser observado no Gráfico 1, o pórtico sem alvenaria colaborante depende unicamente da rigidez de suas ligações para estabilizar-se. Mas, com os painéis de alvenaria colaborando com a rigidez do pórtico, a rigidez da ligação não influenciou tanto na redução dos deslocamentos horizontais.

Tratando-se de um processo que aumenta a quantidade de trabalhos *in loco*, pois a semi-rigidez das ligações depende de tópicos de trabalhos especiais no local da obra como passagem de aço pelas colunas para prover continuidades das vigas, chumbamentos, pós-concretagens entre outros serviços que reduzem a velocidade da obra, em um caso de possibilidade de aproveitamento da rigidez dos painéis de alvenaria, poderia ser abandonados os trabalhos pós-montagem para melhoria da rigidez das ligações, mantendo-as com análise rotulada, responsabilizando as alvenarias pela estabilidade da edificação.

Ressalta-se que são necessários estudos mais direcionais e compassados para determinações mais profundas e assertivas. No entanto, a conclusão obtida é cercada de validações bibliográficas além de tratar-se de um quesito de análise lógica. Ainda restam análises a serem feitas com painéis de preenchimento intercalado, com aberturas, modelos tri-dimensionais e diversas outras situações a serem analisadas.

REFERÊNCIAS

ALVARENGA, R. C. S. S. **Análise Teórico-experimental de estruturas compostas por porticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto cellar autoclavado**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2002.

ARAÚJO, J. M. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado – Um Exemplo completo**. Cap. 10. Pág. 267-276. Editora Dunas. Rio Grande do Sul, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 9062 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado – Procedimento 2017**. – Rio de Janeiro.

FERREIRA, M. A. ARAÚJO, D. L. JEREMIAS JR, A. C. CATOIA, B. KATAOKA, M. N. **Estabilidade global de estruturas pré-moldadas: efeito das ligações semi-rígidas**, 1º encontro nacional de pesquisa-projeto-produção em concreto pré-moldado. Novembro 2005, São Carlos, Brasil.

FERREIRA, M. A. EL DEBS, M. K. ELLIOTT, K. S. **Modelo teórico para projeto de ligações semi-rígida sem estruturas de concreto pré-moldado**, 44º Congresso Brasileiro do Concreto. Agosto 2002, Belo Horizonte, Brasil.

MADIA, F. C. A. R. **Estudo de Pórticos Preenchidos com Alvenaria**. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, São Paulo, 2012.

MARIN, M. C. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

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

NETO, M. M. **Estabilidade de Edifícios de Concreto Pré-Moldado com Ligações Semirrígidas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Ceará.

SIMULIA, D. S. **ABAQUS Software - Version 6.9.2009**. Providence, RI, USA.

SOARES, A. M. M. **Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

CAPÍTULO 12

CONTRIBUIÇÃO A ANÁLISE DE PÓRTICOS METÁLICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 06/11/2020

Luciano Carneiro Reis

Instituto Federal do Maranhão
São Luís – Maranhão
<http://lattes.cnpq.br/5924481323285668>

Ana Caroline Braga Aquino

Universidade Estadual do Maranhão
São Luís – Maranhão
<http://lattes.cnpq.br/0790054805879794>

Ricardo Alberto Barros Aguado

Centro Universitário Dom Bosco
São Luís – Maranhão
<http://lattes.cnpq.br/6638915024173267>

Gabriel Meneses Souza

Centro Universitário Dom Bosco
São Luís – Maranhão
<http://lattes.cnpq.br/4946785184792491>

Silas Pacheco Rodrigues Junior

Centro Universitário Dom Bosco
São Luís - Maranhão
<http://lattes.cnpq.br/8931629014108846>

Yuri Leandro Abas Frazão

Centro Universitário Dom Bosco
São Luís - Maranhão
<http://lattes.cnpq.br/6217928110125744>

RESUMO: Este trabalho analisa estruturas metálicas aporticadas de um edifício considerando painéis de alvenaria como parte integrante da

estrutura, não somente como vedação. Esta análise se baseia ao fato de que a alvenaria já é amplamente utilizada no Brasil como vedação e não haveria grandes investimentos ao considerá-la no cálculo de estabilidade da estrutura. Sua análise quanto a estabilidade será feita em forma de comparações entre o método já usual, aquele que não considera a alvenaria como parte integrante da estrutura, e o método incluindo a alvenaria após a inserção de uma força horizontal do vento. Essa comparação também foi realizada, para ambos os métodos, levando em conta o tipo de ligação entre as peças (rígida e flexível). Assim, houve uma visão de qual delas tem-se uma maior influência da alvenaria. Utilizou-se para essas análises os softwares Ftool, que entrega de forma ágil os deslocamentos de uma estrutura aporticada, e Ciclone, utilizado para verificação no cálculo do vento. Os pórticos escolhidos foram retirados de um projeto de edifício de cinco andares feito por Luccas Lacerda Heluy, acadêmico de Engenharia Civil da UEMA, em que não foram consideradas aberturas, logo traz uma análise completa do potencial do painel de alvenaria para a estabilidade da estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria. Análise. Estabilidade. Estrutura metálica. Ligação. Pórtico.

CONTRIBUTION TO THE ANALYSIS OF METAL GANTRIES FILLED IN WITH BRICKLAYING

ABSTRACT: This study analyse steel structure portico of a building considering a brickwall being a part of the structure, not just for sealing. This

analysis it's founded in the fact that the brickwork it's already used in Brazil as sealing and it's not necessary a huge investment at considering in the count of the structure's stability. Her analysis as stability was done in a comparison way between the usual method, which one that not consider the brickwork as a part of the structure, and the method that include the brickwall in the structure after add a horizontal force of the wind. This comparison also was done, to both methods, considering the type of contact between the parts of the structure (stiff and flexible). So, there was a vision of which one have more influence by the brickwall. It was used for this analysis the software Ftool that brings, in a fast way, the displacements of a portico structure and it was also used the Ciclone, as a verification in the wind calculus. The porticos chosen was removed of a five floors building project made by Luccas Lacerda Heluy, academic of Civil Engineering at UEMA, wherein didn't consider wall openings, ergo, brings the complete potencial of the brickwall to the structure stability.

KEYWORDS: Brickwall. Analysis. Stability. Steel structure. Contact. Portico.

1 | INTRODUÇÃO

A evolução da construção civil é um reflexo do desenvolvimento das técnicas alinhadas aos novos conhecimentos científicos. Essa evolução permitiu a economia de materiais, controle tecnológico e dos custos com mão-de-obra.

É importante frisar que no Brasil utiliza-se diversos sistemas estruturais, porém o concreto armado moldado *in loco* é o mais utilizado. Em decorrência desse fato é pertinente comparar as estruturas metálicas com as estruturas de concreto armado moldado *in loco*. Conforme Reis (2018), enquanto a primeira exige qualificação técnica de nível profissionalizante ou técnico, no mínimo, a segunda não apresenta exigências de escolaridade. fato que a torna mais econômica, porém com nível de qualidade menor. Outra característica da estrutura metálica é que as suas peças são fabricadas, a construção se torna mais rápida por se tratar apenas de uma “montagem”, do que as estruturas de concreto armado moldado *in loco*. Além disso, também podemos citar que a estrutura metálica possui vantagens em relação ao seu peso que é mais leve do que as estruturas de concreto armado.

As estruturas metálicas são objetos deste estudo. Assim como a alvenaria que é o material de preenchimento do pórtico analisado neste trabalho. Tal material foi escolhido justamente por ser uma alternativa economicamente viável, ela provê conforto termo-acústico satisfatório e isolamento contra penetração de umidade, além de ser muito utilizado no Brasil e ter grande oferta no mercado nacional tanto de material quanto da mão-de-obra para aplicação.

Como já ressaltava Alvarenga (2002), os painéis de alvenaria podem ter grande influência no comportamento global da estrutura, já que elas possuem resistência mesmo que em menor capacidade em comparação a estrutura, ou seja, ela possibilita o aumento da rigidez da estrutura a partir da sua capacidade portante residual dos elementos que a

formam.

É válido salientar que a rigidez do pórtico não depende somente da presença ou ausência de um material de preenchimento. A rigidez das ligações interfere bastante na estabilidade da estrutura, podendo reduzir seus deslocamentos verticais e horizontais expressivamente. Além disso, a ligação escolhida para uma edificação influencia diretamente no aparecimento de fissuras por tração, esmagamento por compressão e nos vãos de portas e janelas.

Esse projeto apresenta as variáveis que envolvem a obtenção do valor de rigidez, as características da alvenaria juntamente com sua interação com a argamassa a fim de possibilitar esse aproveitamento de capacidade de incremento da rigidez ao pórtico, além de mostrar a influência dos diferentes tipos de ligações de uma estrutura, o método de análise aplicado e os resultados obtidos através dele.

2 | ESTABILIDADE GLOBAL

2.1 Cargas de vento

Segundo Gonçalves (2004, p.1), pode-se definir o vento, de forma simplificada, como o movimento de massas de ar decorrente das diferenças de pressões na atmosfera. Essa massa de ar, ao colidir com a superfície de uma estrutura, gera uma pressão na mesma, por isso deve-se considerar seus esforços. A própria NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda a incorporação dos esforços decorrentes da ação do vento e devem ser determinados de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988).

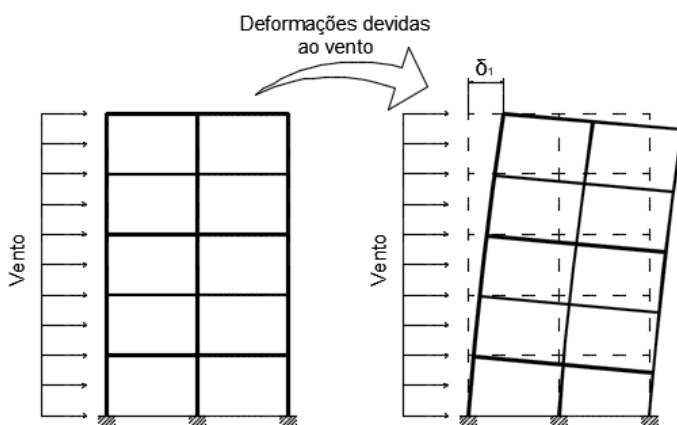


Figura 1 - Pórtico sobre ação do vento

Fonte: Autora (2018)

Carvalho (2009, p.180) aponta que as estruturas, mesmo as mais simples, estão sempre sujeitas, além das ações gravitacionais, às ações laterais decorrentes, principalmente, por efeito de ventos.

É importante salientar que o vento tem caráter aleatório quando se trata da sua intensidade, duração, direção e sentido; por isso, deve ser levado em conta as situações mais desfavoráveis para a estrutura, assim como, deverão ser usados valores medidos experimentalmente e tratados estatisticamente.

2.2 Método do pilar equivalente

Segundo Carvalho (2009, p.182), um arranjo interessante para absorver as ações de ventos são os pórticos compostos de vigas e pilares, como apresentado na figura 1 e 2. Conforme De Faria (2013, p.38), o pilar equivalente é um artifício utilizado para determinar a rigidez à flexão de uma determinada estrutura. Assim sendo, é interessante usar o Método do Pilar Equivalente afim de definir um pilar com mesma rigidez do pórtico e consequentemente encontrar a rigidez a flexão da estrutura.

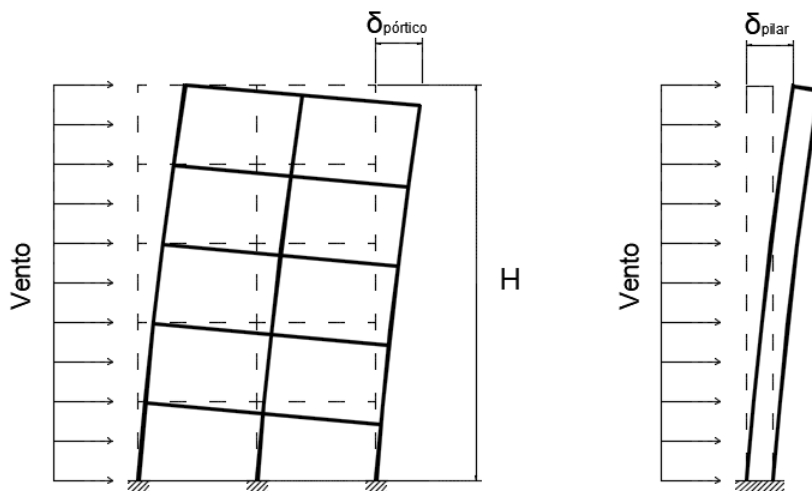


Figura 2 - Pilar Equivalente

Fonte: Autora (2018)

Esse pilar é definido ao se calcular o deslocamento no topo do pórtico a partir de uma força horizontal (vento). Após isso, admite-se um pilar engastado na base e com a outra extremidade livre, com mesma altura, submetido à mesma força horizontal do pórtico (vento) e tendo um deslocamento idêntico ($\delta_{\text{pórtico}} = \delta_{\text{pilar}}$). Dessa forma, segundo Carvalho (2009, p.186), temos a expressão 1 para o deslocamento horizontal do pilar no topo:

$$\delta_{pilar} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot (E \cdot I)_{pilar}} \quad (1)$$

Igualando as deformações do pórtico e do pilar, temos:

$$(E \cdot I)_{pilar} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot \delta_{pórtico}} \quad (2)$$

2.3 Parâmetros de avaliação da Estabilidade Global

Para avaliar a estabilidade global das edificações, foram propostos diversos parâmetros e seus limites. O parâmetro α , coeficiente Y_z e o efeito P- δ foram desenvolvidos como forma de indicar meios para análise das estruturas multi-pavimentos. Neste trabalho foi avaliada a deformação a partir de aproximação do comportamento não-linear através do efeito P- δ .

Segundo Carvalho (2009, p.180), quando se considera a deformação da estrutura manifesta-se momentos fletores chamados de segunda ordem, também chamado de efeito P- δ .

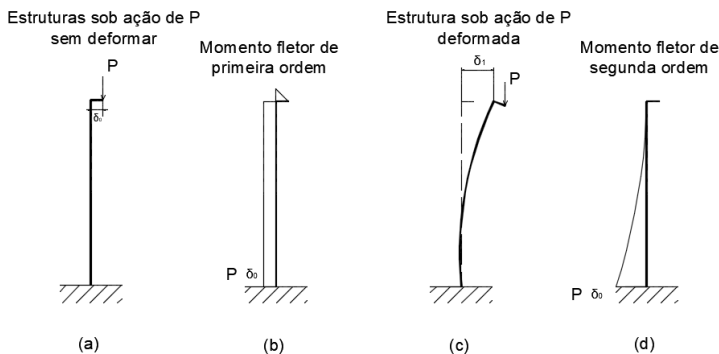


Figura 3 - Efeito P- δ

Fonte: CARVALHO (2009)

É possível notar isso na figura 3; nela, uma haste está sendo, primeiramente, sujeita a uma carga vertical P, gerando um momento fletor denominado de primeira ordem que leva a uma deformação. Em seguida, essa mesma haste, também, é sujeita à ação do vento (carga horizontal) gerando um momento fletor de segunda ordem. Esses efeitos, segundo Carvalho (2009, p.181), são, em geral, maiores quando existem ações laterais significativas atuando em uma estrutura.

De acordo com Meireles (2012, p.45), o efeito P-delta não é linear, uma vez que a atuação da força P gera um momento de 2° ordem que tende a aumentar o valor de Δ o que por sua vez aumenta o momento de 2° ordem. Portanto, o deslocamento Δ é maior que o deslocamento devido a atuação apenas da força horizontal H. Assim, pode-se resumir que o efeito P-delta é uma forma de utilizar a análise linear a fim de obter os esforços de 2° ordem.

3 | ESTRUTURAS METÁLICAS

3.1 Vantagens

De acordo com Bellei (2008, p.23) podemos pontuar algumas vantagens das estruturas de aço.

O aço possui uma alta resistência, é um material homogêneo de produção controlada, possui menores custos e prazos por conta da produção em escala em fábricas, seus elementos podem ser montados e substituídos com facilidade, além de permitir reforço quando necessário e menor prazo de execução.

Temos como outras vantagens também apresentadas pelo BELLEI (2008, p.23):

- Menor custo de administração, por reduzir o número de operários, ter um menor prazo de obra e diminuir os gastos com limpeza da obra;
- Economia nas fundações, devido a maior resistência do aço, que permite um projeto mais leve e alivia, conseqüentemente, as fundações;
- Menor custo de revestimento, por conta da maior precisão de fabricação das estruturas metálicas onde há uma redução nas espessuras dos revestimentos;
- Rapidez de execução pela possibilidade de serem feitas diversas tarefas ao mesmo tempo;
- Maior lucratividade do investimento: maior velocidade de giro do capital investido e maior área útil com elementos estruturais de menores dimensões.

Outro ponto frisado por Bellei (2008, p.22) como vantagem das estruturas metálicas é ela ser usada em quase todos os tipos de construção civil, industrial e viária. Porém, nesse trabalho me restringi somente as vantagens com relação a edifícios de múltiplos andares.

4 | ALVENARIA ESTRUTURAL

4.1 Fatores importantes da alvenaria estrutural

Segundo Corrêa (2003 apud Machado e Antunes, 2015), o principal conceito da alvenaria estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. Essa

característica, conforme Gomes (2011 apud Machado e Antunes, 2015), depende de fatores como as dimensões e formato dos blocos, arranjos, verticais e horizontais das juntas, anisotropia das unidades, qualidade da execução, condições de cura e propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

4.1.1 Resistência dos blocos

Segundo Garcia (2000, p. 8), dentre os fatores que exercem influência na resistência a compressão, a resistência dos blocos tem caráter predominante. Desde a sua composição até sua geometria influencia na resistência final do conjunto.

No Brasil, de acordo com a norma NBR 8215 (ABNT, 1983), a resistência a compressão da parede é feita a partir de ensaios com prismas de dois blocos. Nesse ensaio, os prismas são blocos unidos por argamassa submetidos a uma força de compressão.

4.1.2 Argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento é importante, pois é ela que possui a função de unir os blocos de forma a atentar, segundo Oliveira (2001 apud Mota, 2012), para que a junta da argamassa de assentamento horizontal esteja com uma espessura adequada para que os blocos não se toquem, assim como, haja o estado de confinamento necessário para que a argamassa não se rompa.

4.1.3 Diagonal comprimida

Segundo Araújo (2014, p.266), a consideração do efeito favorável da alvenaria de enchimento dos pórticos pode ser feita através dos modelos de bielas. Nesse caso, de acordo com Araújo (2014, p.266) a alvenaria é substituída por uma barra equivalente que funciona como uma biela de compressão inclinada bi rotulada.

De forma resumida, conforme Alvarenga (2002, p.16), Holmes (1961) considerou uma diagonal com espessura e módulo de deformação iguais ao do painel e comprimento de contato igual a um terço do comprimento da diagonal, assim, concluiu que o painel diminuiu os deslocamentos horizontais dos pórticos quando comparados com o mesmo pórtico sem preenchimento. Já, Stafford-Smith (1962) estudou a rigidez lateral de pórticos preenchidos assumindo uma carga total aplicada próxima aos cantos comprimidos do painel, a largura efetiva da diagonal equivalente varia de $d/4$ até $d/11$.

5 | CARACTERIZAÇÃO DO MODELO UTILIZADO

O modelo de pórtico utilizado nesse trabalho é baseado em um projeto de uma edificação de 5 andares retirado do trabalho de conclusão de Heluy (2018) que simula uma edificação comum. Como o objetivo do trabalho é analisar a eficiência quanto a estabilidade do pórtico a partir da inserção de painéis completamente preenchidos com

alvenaria estrutural, não será analisado paredes com aberturas. Logo, não foi considerado esquadrias ou quaisquer aberturas nas paredes do projeto.

Dentre os vários pórticos do projeto, foram escolhidos os pórticos assinalados na figura 4. O pórtico 1 foi escolhido por possuir os menores vãos da estrutura e o pórtico 2 por possuir os maiores; assim, será possível analisar a alvenaria em duas situações: em vãos pequenos e em vãos grandes.

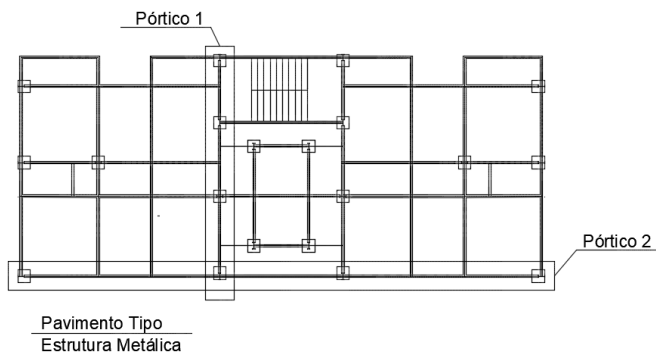


Figura 4 - Pórticos

Fonte: Heluy (2018)

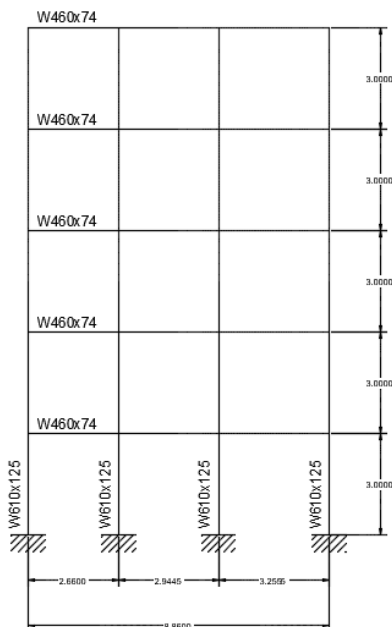


Figura 4 - Pórtico 1

Fonte: Heluy (2018)

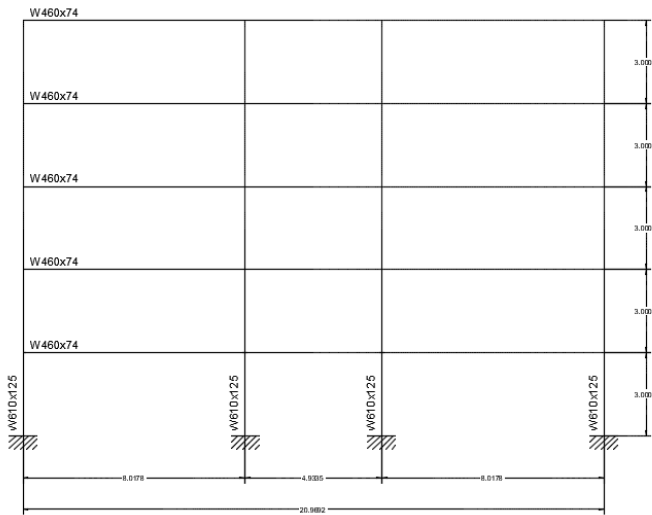


Figura 5 - Pórtico 2

Fonte: Heluy (2018)

Perfis, ligações e cargas foram lançadas exatamente conforme Alvarenga (2002, p.52-57). Todas as análises e dimensionamentos em ELU e ELS-D foram estudadas e aprovadas em todos os critérios, apenas restando a avaliação dos deslocamentos horizontais e comparados com o deslocamento horizontal limite de norma.

6 | RESULTADOS

Após a caracterização do modelo foi lançado os pórticos no software SAP 2000 e dessa vez foi retirado os resultados dos deslocamentos com uso da alvenaria de forma estrutural (diagonal comprimida equivalente) e sem ela. As propriedades utilizadas para as diagonais comprimidas estão resumidas na Figura 6.

Dados			
Ea	Módulo de Elasticidade da Alvenaria	2080	MPa
Ec	Módulo de Elasticidade do Pórtico	200000	MPa
t	Espessura da parede	0,15	m
Ip	Momento de Inércia dos Pilares	3,93E-05	m ⁴
Iv	Momento de Inércia das Vigas	3,34E-04	m ⁴
fpk	Resistência característica do prisma	2,6	Mpa

Figura 6 - Dados para o cálculo da diagonal equivalente

Fonte: Autora (2018)

Os Pórtico 1 e 2 foram subdivididos em pórticos modulares menores a fim de identificar fatores de interferência como vão e tipo de ligação nas cargas absorvidas pelas diagonais. O Pórtico 1 foi subdividido nos pórticos A, B e C mostrados na Figura 7 e os resultados de carga absorvida para ligações flexíveis e rígidas são mostrados na Figura 8 e o Pórtico 2 foi subdividido nos pórticos D e E mostrados na figura Figura 9 com resultados mostrados na Figura 10

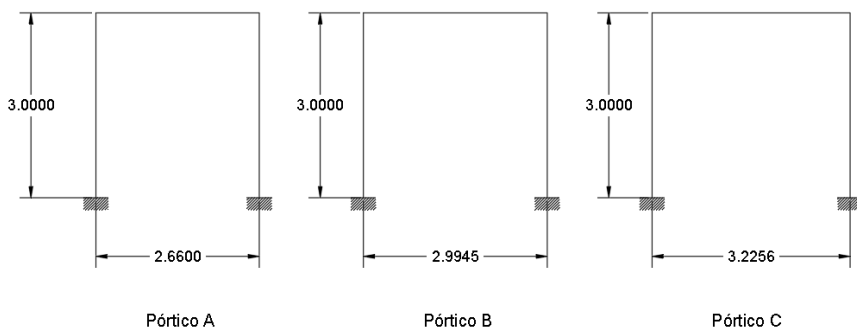


Figura 7 – Pórticos internos ao pórtico 1

Fonte: Autora (2018)

Rc do Pórtico 1		
	Flexível (kN)	Rígido (kN)
Pórtico A	4,65	0,31
Pórtico B	5,01	0,38
Pórtico C	5,14	0,38

Figura 8 - Força de compressão nas diagonais dos pórticos internos ao pórtico 1 (Rc)

Fonte: Autora (2018)

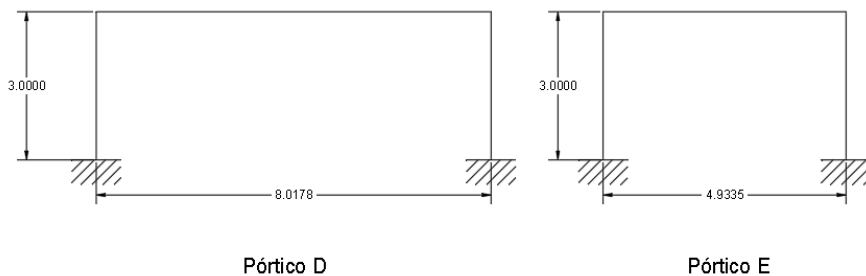


Figura 9 - Pórticos internos ao pórtico 2

Fonte: Autora (2018)

Rc do Pórtico 2		
	Flexível (kN)	Rígido (kN)
Pórtico D	4,88	0,67
Pórtico E	4,31	0,58

Figura 10 - Força de compressão nas diagonais dos pórticos internos ao pórtico 1 (Rc)

Fonte: Autora (2018)

Analisado, então o edifício completo, foram obtidos os deslocamentos verticais máximos mostrados na Figura 11.

	Deslocamentos			
	Ligações Flexíveis/Rotuladas		Ligações Rígidas	
	Sem Alvenaria	Com Alvenaria	Sem Alvenaria	Com Alvenaria
Pórtico 1	7,078 cm	5,772 cm	0,3967	0,3937 cm
Pórtico 2	5,779 cm	4,193 cm	0,5239	0,5105 cm

Figura 11 – Deslocamentos verticais máximos no topo da edificação

Fonte: Autora (2018)

71 CONCLUSÃO

Todos os modelos estudados tiveram uma diminuição de deslocamento ao ser inserido a alvenaria como parte integrante da estabilidade da estrutura, sendo no pórtico com ligações rotuladas a maior influência dos blocos de alvenaria nessa diminuição, já que no pórtico 1 houve uma diminuição de 18,45% e no pórtico 2 houve uma diminuição de 27,44% ao ser utilizado a alvenaria estrutural. É válido frisar que nos pórticos de ligações rígidas a diminuição não foi tão expressiva (0,76% de diminuição no pórtico 1 e 2,56% no pórtico 2), porém, ainda assim a alvenaria contribuiu para a estabilidade da estrutura.

O presente trabalho demonstrou a eficiência quanto a estabilidade no uso da alvenaria estrutural em pórticos metálicos apresentando a carga do vento como força horizontal que proporciona esse deslocamento.

Percebeu-se que a alvenaria como elemento estrutural possui uma maior influência no pórtico com ligações rotuladas a partir do momento em que ela auxilia no travamento horizontal da estrutura, dificultando o seu deslocamento ao ser aplicado uma força. Entretanto, nos pórticos rígidos, esse travamento já ocorre pela própria característica da ligação. Logo, a alvenaria estrutural é apenas uma adição, gerando menos impacto no seu deslocamento, mas ainda assim contribuindo para sua diminuição.

É válido frisar que tendo em vista os resultados obtidos neste trabalho, a melhor opção são os pórticos rígidos não-preenchidos com alvenaria, já que se pode preenchê-los com alvenaria de vedação (não-estrutural) sem grandes perdas de estabilidade. Porém, a estrutura apertada rotulada possui uma montagem mais rápida e uma estrutura mais leve. Desta forma, a inserção da alvenaria em tal estrutura imprime estabilidade adicional reforçando sua estabilidade tornando a edificação mais estável, quando comparada as estruturas de ligações rígidas, favorecendo sua escolha na construção de uma edificação.

Ao longo do trabalho foram feitas simplificações nos cálculos para a melhor apresentação do conteúdo, sendo utilizados valores máximos da força de compressão para os cálculos, representando a pior situação, além da utilização da menor inércia do pilar independente de sua posição nos pórticos, também pelo mesmo motivo.

REFERÊNCIAS

ALVARENGA, R. C. S. S. **Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002

ARAÚJO, J. M. de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. Dunas, Rio Grande, 2014, 3.ed.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8215**: Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – Preparo e ensaio à compressão. Rio de Janeiro, 1983.

BELLEI, I H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. Editora PINI, São Paulo, 2008.

CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. Editora Pini, São Paulo, 2009.

GARCIA, P. **Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

REIS, L. C. et al. **Estabilidade global de pórticos preenchidos com alvenaria**. 60º Congresso Brasileiro do Concreto. Setembro 2018, Paraná, Brasil.

ELIMINADORES E BLOQUEADORES DE AR NAS INSTALAÇÕES PREDIAIS

Data de aceite: 01/02/2021

Elenilton Santos Rocha

Universidade Estadual de Santa Cruz
Campus Soane Nazaré de Andrade
Ilhéus-Bahia

Manoel Camilo Moleiro Cabrera

Universidade Estadual de Santa Cruz
Campus Soane Nazaré de Andrade
Ilhéus-Bahia

RESUMO: Neste trabalho é apresentado uma revisão bibliográfica sobre os principais experimentos hidráulicos envolvendo os eliminadores e bloqueadores para auxiliar na remoção do ar presente nas tubulações das instalações prediais. Analisou-se sete pesquisas, nas quais a faixa de vazão utilizada foi de 750 a 1500 L/h, e foram verificados a viabilidade, a eficiência e as variáveis hidráulicas. Constatou-se que parte das publicações relativas aos bloqueadores descrevem, além da eficiência, a alta perda de carga gerada pelo dispositivo e a vazão. As pesquisas com eliminadores salientaram a eficácia e a possibilidade de contaminação da água através do dispositivo. Por fim, dentre as pesquisas estudadas, em nenhuma, os dispositivos apresentaram 100% da eficiência que se propõem, sendo o eliminador, o equipamento que melhor se aproxima desse índice. Ademais, percebe-se a necessidade da certificação junto aos órgãos competentes e definição de normas para o uso desses dos equipamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Hidrômetro, abastecimento de água, perda de carga.

ABSTRACT: This work presents a bibliographic review on the main hydraulic experiments involving eliminators and blockers to assist in removing the air present in the pipes of building installations. Seven studies were analyzed, in which the flow range used was from 750 to 1500 L / h, and the feasibility, efficiency and hydraulic variables were verified. It was found that part of the publications related to the blockers describe, in addition to efficiency, the high pressure drop generated by the device and the flow. Research on eliminators has highlighted the effectiveness and the possibility of water contamination through the device. Finally, among the researches studied, in no case did the devices show 100% of the efficiency proposed, with the eliminator being the equipment that best approximates this index. In addition, there is a need for certification with the competent bodies and definition of standards for the use of such equipment.

KEYWORDS: Water meter, water supply, head loss.

1 | INTRODUÇÃO

A trajetória da água potável para o consumo humano, pelo sistema de abastecimento de água e em situações de regularidade, ocorre sem a presença de bolsas de ar nas tubulações, isso é devido a pressão interna na tubulação que é maior que a pressão atmosférica (GRANDO-SIRTOLI *et al.*, 2015).

Segundo Souza *et al.* (2005) a interrupção

do abastecimento de água ocasionada pela manutenção da rede é uma situação passível de entrada de ar na rede de distribuição. Quando a pressão interna nas tubulações se torna menor que a pressão atmosférica o ar entra nos dutos. O ar é um elemento indesejável nas tubulações de condução de água fria gerando uma série de efeitos adversos como, por exemplo, redução da vazão e também volumes de ar que são contabilizados nos hidrômetros quando a rede de distribuição de água não possui dispositivos de eliminação ou estes não funcionam adequadamente (MEDONÇA *et al.*, 2008).

Admitindo a presença de ar nas tubulações, as empresas de saneamento básico bem como a NBR 12218:1994, no item 5.10.3, preveem a instalação de dispositivos automáticos, como ventosas, em pontos estratégicos nos trechos da rede para corrigir esse problema, entretanto, falhas podem ocorrer nesses equipamentos (SOUZA *et al.*, 2005). Todavia, Tasca *et al.* (2019) destaca a importância de impedir a ocorrência de vácuo interno, devido a expulsão total do ar, provocando colapso dos tubos de grande diâmetro, portanto nessas tubulações é necessário a admissão de ar de forma controlada para um bom funcionamento do sistema. Em situações de racionamento de água como ocorreu em São Paulo - SP durante os anos de 2015 e 2016, a oscilação da pressão favoreceu ainda mais a entrada de ar nas instalações prediais.

Caso o volume de ar chegue ao cavalete e ao hidrômetro, além de causar transtornos ao consumidor, como má utilização dos aparelhos hidráulicos (torneiras, chuveiros, etc), este ar presente também será contabilizado, não sendo condicente ao verdadeiro consumo de água, gerando um aumento no valor a ser pago (MIRANDA *et al.*, 2013). O hidrômetro é definido, segundo Magno (2020), como instrumento destinado a medir o consumo de água de um dado usuário, através do qual é possível diagnosticar vazamentos e reduzir desperdícios. Ademais, de acordo com a NBR 8194:2019, é permitido que a medição de consumo no hidrômetro varie 5% para mais ou para menos.

Dessa forma, o artigo visa fazer um levantamento dos principais estudos sobre bloqueadores e eliminadores de ar em instalações prediais, descrevendo para cada pesquisa, suas principais conclusões e características construtivas e hidráulicas verificadas nos testes e delineamentos experimentais.

2 | REVISÃO DE LITERATURA

Uma alternativa que tem sido apresentada no mercado de maneira a registrar o consumo corretamente e minimizar a entrada de ar nas tubulações prediais de pequeno diâmetro, por meio do fornecimento de água, são os equipamentos chamados eliminadores e bloqueadores de ar (Scalize *et al.*, 2015). A disposição dos equipamentos é o que os difere entre si, além do funcionamento, enquanto os eliminadores de ar devem ser inseridos antes do hidrômetro e possuem um furo por onde o ar é expelido, os bloqueadores de ar são instalados após o hidrômetro e funcionam com o acionamento de um dispositivo de

fechamento por uma mola (Koide *et al.*, 2017).

A instalação desses equipamentos é recomendada próximo aos hidrômetros impedindo que o ar presente na distribuição seja contabilizado como água e consequentemente pago pelo consumidor, tendo isso em vista essa premissa principal alguns trabalhos foram desenvolvidos (Leal e Teixeira, 2004; Souza *et al.*, 2005; Lopes *et al.*, 2011; Scalize *et al.*, 2015; Koide *et al.*, 2017; Tavares *et al.*, 2019; Trancoso *et al.*, 2019).

Como estabelecido pela Portaria nº246/2000 - sobre o uso de hidrômetros residenciais e industriais do Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia (Inmetro), no item 9.4, “[...] Qualquer dispositivo adicional, projetado para ser instalado adjunto ao hidrômetro, deve ser submetido à apreciação por parte do INMETRO, com vistas a verificar se o mesmo influencia o desempenho metrológica do medidor [...]”. Os principais instrumentos que são instalados próximos aos hidrômetros prediais são os bloqueadores e eliminadores de ar.

2.1 Bloqueador de ar

O bloqueador é um dispositivo que deve ser instalado a jusante do hidrômetro, impedindo a passagem de ar pelo mesmo (Scalize *et al.*, 2015). Ele não remove o ar como as válvulas usadas para retirar o ar das tubulações da rede de distribuição, pois, conforme esquema ilustrado na Figura 1, o seu funcionamento é baseado em um mola que impede a passagem de água ou ar quando a pressão da rede é inferior a força necessária que a mola impõe, dessa forma, quando a pressão gerada é maior, o fluxo de água é liberado (Trancoso *et al.*, 2019).

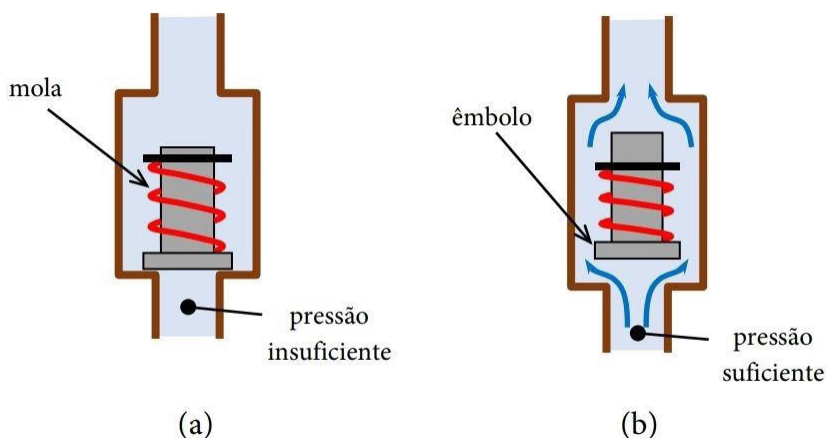


Figura 1- Representação do funcionamento de um bloqueador de ar

Fonte: Tavares *et al.* (2019)

De acordo com Lopes *et al.* (2011) o bloqueador apresenta uma eficiência de

aproximadamente 48% sob as condições de vazão nominal (Q_n) de 1500 L/h e pressão de 500 Kpa, sendo essa a máxima admissível na rede de distribuição pela NBR 12218:1994.

2.2 Eliminador de ar

Eliminador é um dispositivo instalado a montante do hidrômetro, e, portanto, como já mencionado acima para sua instalação deve ser informado a concessionária de sua cidade (INMETRO, 2000). Com exceção no estado de Minas Gerais, a Lei 12.645/97 prevê que as concessionárias devem instalar o dispositivo quando esse é solicitado pelo consumidor, sendo a mesma ainda responsável pelos custos da instalação. Seu funcionamento se assemelha a de uma ventosa simples (Figura 2), permitindo que o ar presente na tubulação de abastecimento saia antes deste chegar ao hidrômetro do consumidor.

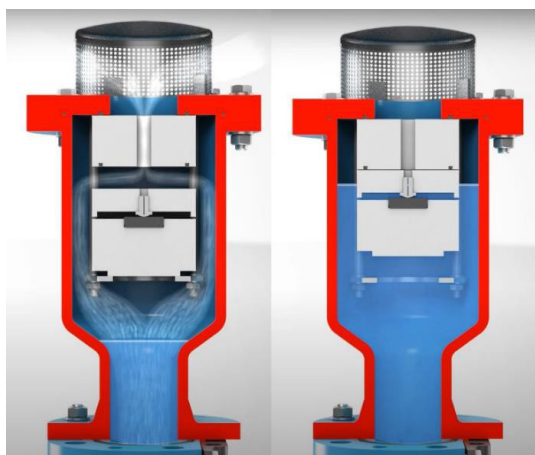


Figura 2 – Representação do funcionamento de uma ventosa simples.

Fonte: <https://www.hawle.com/en/> (2020)

Quando há interrupção no abastecimento, um flutuador interno do aparelho desce desobstruindo os orifícios localizados na parte superior do eliminador, admitindo ar no ramal predial e na rede de distribuição, dessa forma quando há o retorno do abastecimento, esse ar é expelido e a água eleva o flutuador, fazendo com que seja vedado novamente os orifícios do eliminador (Leal e Teixeira, 2004).

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Perda de pressão causada por bloqueadores e eliminadores

Scalize *et al.* (2015), desenvolveram testes em campo e laboratório, com o propósito de avaliar a influência do bloqueador instalado após o hidrômetro. Os testes em campo,

utilizando hidrômetros da classe B e C, consistiram em duas etapas, a primeira mantendo 100% do fornecimento de água, e a segunda simulando a interrupção e o retorno do abastecimento, já em laboratório, os bloqueadores foram instalados entre dois hidrômetros da classe B. Os resultados demonstraram uma perda de carga localizada de 10 m.c.a. provocada pelo bloqueador que por consequência viabiliza uma perda de pressão dinâmica, logo o consumidor pode ser induzido a pensar que o seu consumo reduziu em função da eliminação do ar. Além disso, os mesmos autores constataram que sob a pressão de 5 m.c.a, mesmo com o bloqueador, o hidrômetro a jusante mediu a passagem do ar, ou seja, o dispositivo não cumpre o prometido.

Concomitantemente, Tavares *et al.* (2019), constataram em laboratório, que um bloqueador, dentre os cinco analisados, apresentou a menor pressão de abertura, alcançando valor inferior a 1,5 m.c.a, por outro lado, apresentou uma perda de pressão superior a 10 m.c.a, para uma vazão de 1500 L/h, comumente utilizado em residências. Ele ressalta que a depender do local de instalação do bloqueador, a pressão de 1,5 m.c.a, que aciona o êmbolo pode ser facilmente aberta pelo ar.

Trancoso *et al.* (2019), avaliando a influência de um bloqueador em tubulações de pequeno diâmetro fizeram testes por meio de ensaios experimentais em uma bancada de teste automatizada, e salientaram que a presença do bloqueador reduz a vazão que flui pela tubulação devido à queda de pressão que provoca, decorrente da estrutura interna semelhante a uma válvula de retenção, podendo atingir aproximadamente 7,6 m.c.a.

Os resultados de Koide *et al.* (2017) demonstraram, em testes executados em laboratório, que a pressão mínima de abertura do êmbolo é 0,14 m.c.a para a mola com maior rigidez, aproximadamente 10 vezes menor que os dados obtidos por Tavares *et al.* (2019). Eles ressaltam ainda que caso o aparelho apresente boas condições de funcionamento ele irá atuar também como uma válvula de retenção.

Não foram mencionados nos trabalhos analisados, resultados sobre perda de carga proveniente do dispositivo eliminador de ar. Basicamente conforme afirmado por Koide *et al.* (2017) os bloqueadores funcionam como redutores de pressão, por exemplo, caso a pressão na rede esteja reduzida, existe possibilidade da água não chegar com vazão e pressão suficiente para o correto funcionamento dos aparelhos hidrossanitários e enchimento do reservatório.

3.2 Possibilidade de contaminação pelo eliminador

Koide *et al.* (2017), realizam em laboratório, ensaio de contaminação no aparelho eliminador de ar, com intuito de verificar a possibilidade da contaminação tanto na rede predial quanto na rede de distribuição, cenário possível em alagamento por águas pluviais, uma vez que em condições reais o cavalete fica numa altura considerada baixa e o dispositivo possui orifícios na parte superior. Neste experimento, foi simulado a submersão do conjunto hidrômetro com eliminador. Pôde-se constatar com auxílio de um espectrômetro,

que a contaminação da água alcançou níveis de 100% de contaminação, podendo concluir que se tratando da altura em que o cavalete se encontra e da possibilidade de pressão negativa na rede, não é seguro afirmar a não possibilidade de contaminação da água por meio desse aparelho.

Resultados similares foram obtidos por Leal e Teixeira (2004), com base nos estudos realizados em 10 casas do município de Juiz de Fora - MG, durante 11 meses, nas quais foram instalados novos cavaletes em série com os já existentes nas residências. A metodologia para verificação da contaminação por meio dos furos presente no eliminador se deu em laboratório, a fim de não permitir o sistema operar em condição de pressão negativa, para tal, instalaram mangueiras transparente com diâmetro de 1.1/2" e comprimento de 15 cm, mantidos com água e fixados por silicone, na parte superior do equipamento.

Como resultados obtidos concluíram que 91% dos equipamentos apresentaram possibilidade de contaminação. Além disso, alguns dos dispositivos (3 de 9) utilizados no experimento apresentaram vazamentos de água, que segundo os autores, pode ter sido procedente de erros de produção ou baixa pressão do serviço de abastecimento. Por fim, concluíram que aparelho não apresentou benefício significativo aos consumidores da rede de abastecimento do município de Juiz de Fora- MG.

O eliminador é usado para purgar o ar que se acumulada na tubulação, o instrumento permite uma rápida entrada de ar na tubulação em condições de subpressão, sendo que essa característica pode agravar o problema da presença de ar na tubulação.

3.3 Viabilidade de uso

Lopes *et al.* (2011) frisa que o bloqueador não é indicado comparado ao eliminador, tendo em vista que ele pode fazer o ar preso retornar para a rede de distribuição, com isso, adentrar no hidrômetro mais próximo.

No trabalho de Scalize *et al.* (2015), na primeira parte em campo, uma das casas não apresentou diminuição do consumo de água após a instalação do dispositivo, já a segunda casa, foi encontrado um aumento de 27,4 % nas tarifas de consumo. Na segunda parte da análise, evidenciaram uma falha de aferição do aparelho bloqueador de 73 L, visto que o hidrômetro registrou 270 L enquanto que no reservatório registrou apenas 197 L, o que comprova que o bloqueador de ar não evitou que o hidrômetro registrasse a passagem do ar.

No trabalho desenvolvido por Souza *et al.* (2005), durante 30 dias, com 25 hidrômetros na rede de distribuição de Campo Grande - MS, todos compostos por eliminadores de ar fabricados em polipropileno, posicionados entre dois hidrômetros, com intuito de aferir a eficácia do aparelho, foi constatado que o volume de ar retirado do sistema, em relação ao volume de água consumido não foi significativo, chegando apenas em um único caso que o valor medido no hidrômetro jusante do eliminador foi de 4% menor do que medido no de montante.

Leal e Teixeira (2004) alegam que esse aparelho não apresentou benefício significativo aos consumidores da rede de abastecimento do município de Juiz de Fora-MG, avaliando dez pontos selecionados no município, além disso, alguns dos dispositivos utilizados no experimento, três de um total de nove, manifestaram vazamentos de água, que segundo os autores, podem ter sido procedente de erros de produção ou baixa pressão do serviço de abastecimento.

3.4 Quadro comparativo entre os testes e delineamentos experimentais

No Quadro 1 são apresentados os estudos encontrados, comparando os principais resultados encontrados pelos autores que testaram os bloqueadores e eliminadores de ar.

Autores	Dispositivo		Delineamento experimental	Diâmetro nominal (mm)	Vazão (L/h)	Eficiência (%)		Perda de Carga (mca)	
	Eliminador	Bloqueador							
Leal e Teixeira, 2004	X		Testes em 10 residências e em laboratório	-	1500	-2,02* a +4,51		-	
Souza <i>et al.</i> , 2005	X		Testes em 25 residências	-	-	-4,01* a +2,48		-	
Lopes <i>et al.</i> , 2011	X	X	Testes em 10 residências e em laboratório	15; 20; 25	1500	36,5 a 98,9	15 a 48	-	10**
Scalize <i>et al.</i> , 2015		X	Ensaio em residências e laboratório	-	750	-		10	
Koide <i>et al.</i> , 2017	X	X	Ensaio em residências e laboratório	25	1500	-3 a -1*	-8 a -7*	-	
Tavares <i>et al.</i> , 2019		X	Bancada hidráulica de testes; simulação EPANET 2.0	25	1500	-		10**	
Trancoso <i>et al.</i> , 2019		X	Bancada de teste automatizada	-	1500	-		7,6	

- Valor não mencionado no trabalho;

*Valores de eficiência negativa significam que o dispositivo não cumpriu com o objetivo e permitiu a entrada de ar;

**Autores citaram perda de carga maior que 10 m.c.a, porém não foi descrito o valor específico.

Quadro 1 – Resumo dos estudos analisados

4 | CONCLUSÃO

Neste artigo foi apresentado uma revisão bibliográfica sobre os dispositivos que tem por objetivo eliminar o ar das tubulações e não permitir a contabilização no hidrômetro. Apesar de ainda não possuírem regulamentação específica junto as agências reguladoras, ambos vêm sendo utilizados em grande escala por usuários. As pesquisas evidenciaram que os bloqueadores não apresentam benefícios comprovados aos usuários, e se comparado ao eliminador, esse último seria uma alternativa mais razoável, se gerenciado de maneira adequada pela empresa de saneamento em locais adequados visto que nos trabalhos os seus indicativos de eficiência são superiores e não foi constatado perdas de carga elevadas geradas por ele, porém a possibilidade de contaminação e a entrada de ar pelo instrumento em condição de subpressão na rede é um ponto crítico e sensível.

Dentre as sete pesquisas verificadas, quatro utilizaram testes de bancada em laboratório e em residências, duas usaram testes somente em laboratório e uma apenas em campo. Todas os estudos apresentaram como principal conclusão que o bloqueador e eliminador de ar não possuem remoção com índices satisfatórios. O eliminador de ar apresenta como principal problema a possibilidade de contaminação e também não garante a expulsão do ar. A faixa de perda de carga em todos os testes ficou no intervalo de 7,6 e 10 m.c.a. O intervalo de vazão nos testes pesquisados foi de 750 e 1500 L/h, apesar de alguns trabalhos não informar a vazão utilizada.

A utilização desses equipamentos deve ser analisada com precaução e acompanhada de instruções e recomendações das agências reguladoras e empresas de saneamento. No caso dos eliminadores, que por sua particularidade a instalação é feita antes do hidrômetro, requerem autorização da concessionária por se tratar de trecho ainda sob sua responsabilidade.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) (1998). “*NBR 5626: Instalação predial de água fria*”. Rio de Janeiro, 41 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2019). “*NBR 8194: Medidores de água potável – Padronização*.” Rio de Janeiro, 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). “*NBR 12218: Projeto de Rede de distribuição de água para abastecimento público*”. Rio de Janeiro, 4p.

GRANDO-SIRTOLI, V.; WATABE-SATO, A.A.; BERTEMES-FILHO, P. (2016). “*Medição do volume de ar em hidrômetro residencial: resultados preliminares*”. *Ingeniería Solidaria* 12(19), pp. 73-79.

INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E QUALIDADE INDUSTRIAL (2000). INMETRO, “*Portaria N° 246 de 17 de outubro de 2000*”.

KOIDE, S. et al. (2017). “*Elimin-Ar: Emprego de equipamentos eliminadores e bloqueadores de ar em ramais prediais de sistemas públicos de abastecimento de água*”. Brasília: Universidade de Brasília, 66p.

LEAL, F.C.T.; TEIXEIRA, J.C. (2004). “*Avaliação da eficácia e da possibilidade da contaminação da água em eliminadores de ar fabricados em polipropileno, quando instalados em cavaletes de ligações de água potável-estudo de caso: Juiz de Fora-MG*”. Engenharia Sanitária e Ambiental 9(3), pp. 187-192.

LOPES, N.P.; LARA, M.; LIBÂNIO, M. (2011). “*Quantificação em escala de bancada do volume de ar em ligações prediais de água*”. Engenharia Sanitária e Ambiental 16(4), pp. 343-352.

MAGNO, K (2020). *Guia Definitivo de Hidráulica e Elétrica*. 2. ed. [S. l.]: Plus, 2020. 150 p.

MINAS GERAIS (1997). Lei nº 12.645, de 17 de outubro de 1997. Dispõe sobre a instalação de equipamento eliminador de ar na tubulação do sistema de abastecimento de água e dá outras providências. Minas Gerais: Palácio da Liberdade. Disponível em: <https://leisestaduais.com.br/mg/lei-ordinaria-n-12645-1997-minas-gerais-dispoe-sobre-a-instalacao-de-equipamento-eliminador-de-ar-na-tubulacao-do-sistema-de-abastecimento-de-agua-e-da-outras-providencias>. Acesso em: 17 maio 2020.

MIRANDA, I.S.L. et al. (2013). “*Presença de Ar no Sistema de Abastecimento de Água: Influências no Funcionamento de Hidrômetros*” in Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Bento Gonçalves. 2013, pp. 17-22.

SCALIZE, P.S.; LEITE, W.C.A.; CAMPOS, M.A.S. (2015). “*Influência da válvula bloqueadora de ar instalada após o hidrômetro*.” Revista Científica do UniSALESIANO de Araçatuba.

SOUZA, R.S.D. et al. (2005). “*Avaliação da influência de um equipamento eliminador de ar na medição de consumo de água numa rede de distribuição*” in Anais Abes do 23º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Campo Grande, 2005. pp. 1-11.

TASCA, E. S. A.; JUNIOR, E. L.; FILHO, J. G. D. (2019). “*Os perigos advindos de válvulas de ar em sistemas adutores e duas soluções eficazes testadas computacionalmente*”. Revista DAE 67(215), pp. 5-16.

TAVARES, W.A.; DO NASCIMENTO, E.A.; NASCIMENTO, G. (2019). “*Verificação do comportamento hidráulico de bloqueadores de ar para abastecimento de água*”. Revista de Engenharia Civil IMED 6(2), pp. 18-34.

TRANCOSO, J.P.G; CAVACO, M.A.M; KROTH, J.G. (2019). *Analysis of interference caused by air blocking valves in multijet velocimetric water meter measurements*. Universidade Federal de Santa Catarina, 2019.

ESTUDO DE CASO DE UMA VISTORIA EM UM VIADUTO

Data de aceite: 01/02/2021

Andresa Luzia Corona Ancajima

Graduada em Engenharia Civil na Universidade Anhembi Morumbi

Bruna Ventura Botoni

Graduada em Engenharia Civil na Universidade Anhembi Morumbi

Maria Fernanda Quintana Ytza

Professora Msc. na Universidade Anhembi Morumbi
São Paulo - SP

RESUMO: Este presente trabalho apresenta um estudo sobre a preservação de viadutos. A partir da observação das recentes notícias sobre a queda de pontes e viadutos ao redor do mundo, e a falta de manutenção nessas estruturas, verificou-se a necessidade de produção desse trabalho a fim de investigar os motivos que levam a essas quedas e a falta de vistorias nestas Obras de Arte Especiais (OAE). Para tanto, elencouse os padrões estabelecidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR), juntamente com as principais recomendações sobre as manutenções em viadutos. Foi realizada uma pesquisa bibliográfica sobre o tema, que traz alguns dos principais artigos e autores sobre o tema, como Paulo Helene, que produziu diversas pesquisas sobre o assunto. Para facilitar a compreensão da importância da inspeção em viadutos, foi realizado um estudo de caso, no qual foi feita uma vistoria em um viaduto, além

de mostrar também suas patologias. Com este trabalho, espera-se que as concepções sobre a importância dessas obras de arte sejam analisadas e que não haja mais o abandono das mesmas, devido a sua importância.

PALAVRA-CHAVE: Pontes e Viadutos, Manutenção de Estruturas, Análise Estrutural, Projeto Estrutural, Patologia.

CASE STUDY OF A VIADUCT INSPECTION

ABSTRACT: This paper presents a study on the preservation of viaducts. From the observation of the recent news about the fall of bridges and viaducts around the world, and the lack of maintenance in these structures, it was verified the necessity of producing this paper in order to investigate the reasons that lead to these falls and the lack inspections at these Special Masterpiece. Therefore, the standards established by the Brazilian Association of Technical Standards, along with the main recommendations on maintenance on viaducts, were listed. A bibliographical research was carried out on the theme, which brings some of the main articles and authors on the subject, such as Paulo Helene, who produced several researches on the topic. In order to facilitate the understanding of the importance of viaduct inspection, a case study was accomplished, in which a survey was carried out on a viaduct, as well as showing its pathologies. With this paper, it is hoped that the conception about the importance of these works of art will be analyzed and that they will no longer be abandoned due to their importance.

KEYWORDS: Bridges and Viaducts, Structural Maintenance, Structural Analysis, Structural Design, Pathology.

1 | INTRODUÇÃO

Viadutos e Pontes são estruturas muito comuns no meio urbano, rodoviário e ferroviário e apresentam grande importância para o desenvolvimento econômico e social de um país. Têm como objetivo cruzar um obstáculo artificial ou natural.

No início do ano de 2018, o mundo já se deparou com notícias referentes a quedas de pontes e viadutos, como: a queda do viaduto da Galeria dos Estados, parte do Eixão Sul, no centro de Brasília; a ponte Chirajara, na Colômbia e o viaduto sob a marginal Pinheiros.

Segundo o Sindicato Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Consultiva – SINAENCO, “A infraestrutura das principais cidades paulistanas – pontes e viadutos, galerias, estradas e prédios públicos – está envelhecendo e se deteriorando, devido à falta de uma política permanente de manutenção desses equipamentos públicos. De acordo com os técnicos, obras de engenharia têm vida útil estimada de 50 anos”.

Neste trabalho serão apresentados assuntos referentes à manutenção de viadutos, já que segundo Vitório (2015), dados publicados pelo Tribunal de Contas da União (TCU), mostram que 75% das pontes e viadutos das rodovias brasileiras que não estão sob o regime de concessão, necessitam de recuperação, reforço ou alargamento. A observação desse dado mostra que existe a necessidade de conformação da grande maioria dessas estruturas.

A deterioração desse tipo de estrutura pode estar ligada a alguns fatores: como a idade, que é associada à durabilidade/vida útil da Obra de Arte Especial (OAE); a exposição ao ambiente, que dependendo do local onde o viaduto está localizado, o meio é de grande importância para o estado de conservação, pois pode causar um tipo de desgaste natural para a estrutura; e como será tratada neste trabalho, a falta de manutenção, que está relacionada com a durabilidade.

Para uma maior vida útil e desempenho estrutural satisfatório das OAEs é necessária uma adequada manutenção, que deverá fazer parte de um amplo processo de gestão, que identifique através de vistorias periódicas as anomalias existentes, para que assim sejam diagnosticadas e possam ser indicadas as ações necessárias para sua recuperação.

Os tipos de inspeções considerados na NBR 9452/2016 “Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto – Procedimento” são: inspeção cadastral, efetuada logo após a construção; inspeção rotineira, realizada não excedente a um ano; inspeção especial, deve ser realizada em uma frequência de cinco anos sem ultrapassar os oito anos; inspeção extraordinária, realizada quando algum incidente ocorre.

Após as vistorias, são elaborados relatórios que são enviados para os responsáveis pela estrutura. No caso, os dirigentes da obra podem ser a prefeitura ou o DNIT - Departamento

Nacional de Infraestrutura de Transportes, este último em caso de concessões.

Para a elaboração deste trabalho foram realizadas pesquisas sobre os estados de conservação dos viadutos e pontes do Brasil, tanto em revistas e sites de notícias e também em um relatório de estudos de caso do Sindicato Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Consultiva - SINAENCO e revistas que apresentam como tema principal: Estruturas – Publicações da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural – ABECE. Tendo o assunto de coincidência a fragilidade que os viadutos e pontes apresentam.

A partir dessas informações foram feitas mais pesquisas em artigos científicos que mostram as consequências e causas dessas fragilidades nas estruturas. Sendo como foco de pesquisa os viadutos da cidade de São Paulo, por ser conhecida como a cidade do automóvel.

Com essas informações em mãos, o trabalho foi desenvolvido a partir da descrição, de um modo amplo, da durabilidade do concreto, com base em referências de artigos que explicam a NBR 6118:2014. Apresentando, também de modo amplo, de que forma os métodos construtivos de um viaduto influenciam na vida útil da estrutura, para assim entender alguns dos motivos que levam a degradação do concreto.

Serão destacadas as principais patologias que ocorrem nos viadutos, por meio de uma inspeção que deve ser feita de acordo com a NBR-9452 da ABNT.

As plantas de anteprojeto do viaduto João Julião da Costa Aguiar, foram adquiridas, a partir do acesso a informação do estado de São Paulo, como são antigas e difícil de visualização, foram refeitas no AutoCad.

2 | ESTUDO DE CASO

Com base no artigo da SINAENCO de 2017, foi escolhido como obra para estudo, o Viaduto João Julião da Costa Aguiar, localizado na Avenida Washington Luís, sobre a Avenida dos Bandeirantes, parte integrante do Corredor Norte-Sul. O viaduto fica localizado nas proximidades do Aeroporto de Congonhas, sendo que antigamente, já foi chamado de “Viaduto Aeroporto”. As Figuras 1, 2 e 3 representam a localização do viaduto no mapa em São Paulo.



Figura 1 - Localização do Estado de São Paulo e a Região Central (neogeographika.blogspot.com)



Figura 2 - Mapa da Região Central de São Paulo com a localização dos Bairros e a localização do viaduto (www.sp-turismo.com)

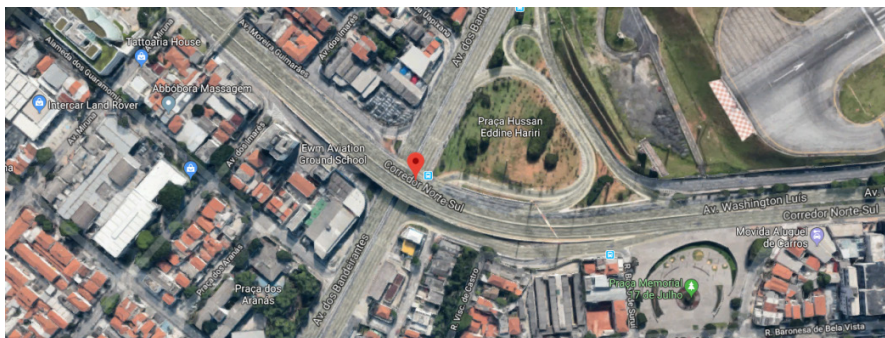


Figura 3 - Localização do Viaduto João Julião da Costa Aguiar (Google Maps)

3 | VISTORIA

No dia 29/07/2018 (domingo), às 10h00, foi realizada uma vistoria no Viaduto João Julião. Primeiramente, foi realizada uma vistoria na parte inferior do viaduto. Foram verificadas possíveis patologias, também foram analisadas as prováveis dificuldades encontradas pelos pedestres para passar pelo local, já que nas proximidades existe um bairro residencial chamado Bairro Campo Belo.

Devido a grande quantidade de mendigos no local, não foi possível realizar a inspeção de um dos lados do viaduto.

4 | FICHA DE INSPEÇÃO

1	Identificação da Obra	
1.1	Rodovia	Avenida Washington Luís
1.2	Bairro	Indianópolis
1.3	Cidade	São Paulo
1.4	Estado	SP
1.5	Denominação Atual	Viaduto João Julião Costa Aguiar
1.6	Denominação Antiga	Viaduto Aeroporto
1.7	Data da Inspeção	29/07/2018

Tabela 1 - Identificação da Obra

2	Informações Gerais	
2.1	Projetista	Américo Bove
2.2	Construtora	Rossi Eng. S/A
2.3	Data de Conclusão da Obra	1966
2.4	Idade da Obra	52 anos
2.5	Trem-tipo Classe (tf)	TB-24 / TB-36

Tabela 2 - Informações Gerais

3	Características da Obra	
3.1	Traçado em Planta	<input type="checkbox"/> Tangente <input checked="" type="checkbox"/> Curva
3.2	Traçado em Relação ao Obstáculo	<input checked="" type="checkbox"/> Normal <input type="checkbox"/> Esconsa, aproximadamente <input type="checkbox"/> °
3.3	Inclinação Longitudinal	<input checked="" type="checkbox"/> Nível <input type="checkbox"/> Rampa
3.4	Inclinação Transversal	<input type="checkbox"/> Nível <input checked="" type="checkbox"/> Superelevação <input type="checkbox"/> Inclinação para os Dois Bordos da Pista
3.5	Comprimento Total (m)	~260,00 m
3.6	Largura Total do Tabuleiro	~27,40 m

3.7	Nº de Vãos	3
3.8	Nº de Balanços	2 balanços – passeios
3.9	Nº de Faixas de Rolamento	4
3.10	Nº de Pistas	4
3.11	Altura Máxima dos Pilares ou Encontros (m)	5,60 m / 4,30 m
3.12	Largura dos Acostamentos (m)	Sem acostamentos
3.13	Quantidade de Passeios	2
3.14	Largura dos Passeios (m)	~1,50 m
3.15	Tipo de Obstáculo a Vencer	Avenida

Tabela 3 - Características da Obra

5 | ANÁLISE ESTRUTURAL

Considerações para as características físicas e geométricas do viaduto:

Foram adquiridas, a partir do acesso a informação do estado de São Paulo, as folhas dos anteprojetos do viaduto João Julião da Costa Aguiar. Sendo que o projeto de construção do viaduto não foi localizado pelo responsável das informações dos projetos de pontes e viadutos do estado de São Paulo.

Foram disponibilizados dois modelos de anteprojeto, representados como Modelo 1 (Figura 4, 5 e 6) e Modelo 2 (Figura 7, 8 e 9).

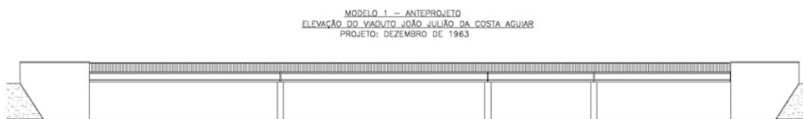


Figura 4 - Elevação do Viaduto - Modelo 1 (Autor)

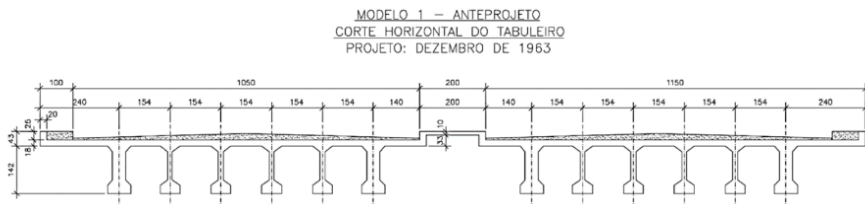


Figura 5 - Corte horizontal do tabuleiro - Modelo 1 (Autor)

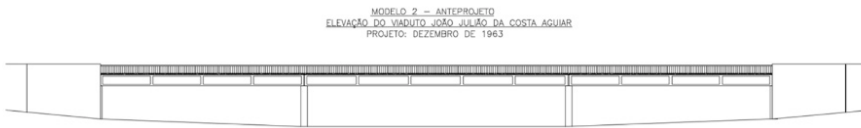


Figura 6 - Seções das Vigas - Modelo 2 (Autor)

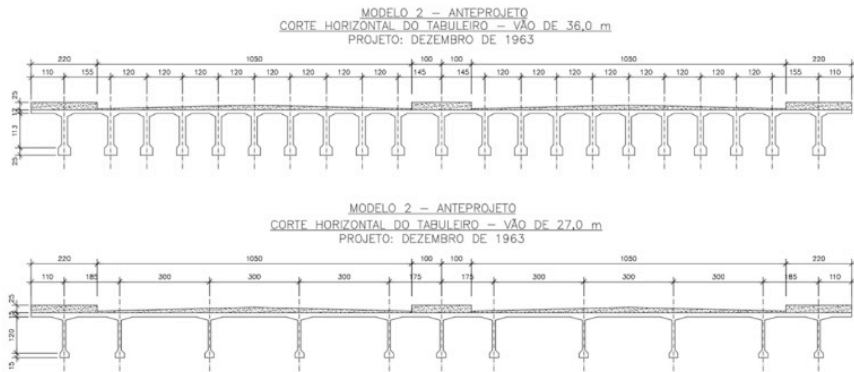


Figura 7 - Corte horizontal dos tabuleiros - Modelo 2 (Autor)

Durante a vistoria do viaduto notou-se que o anteprojeto Modelo 2 é o que mais se assemelha ao modelo construído. Sendo observado que não foi construído o canteiro central para passagem de pedestre, também foi observada uma quantidade menor de vigas tanto nos vãos laterais como no vão central. Porém não foi possível diferenciar o tipo de seção das vigas e as distâncias entre si por ser impraticável o acesso a elas.

Tais diferenças são apresentadas nas Figuras 8 e 9. Também se notou que a quantidade de pilares se manteve a mesma que o modelo citado e as distâncias entre eles aparentam ser as mesmas, sendo que as distâncias estimadas dos pilares e largura da pista de tráfego foram retidas pelo Google Earth por ser inviável medir no local.

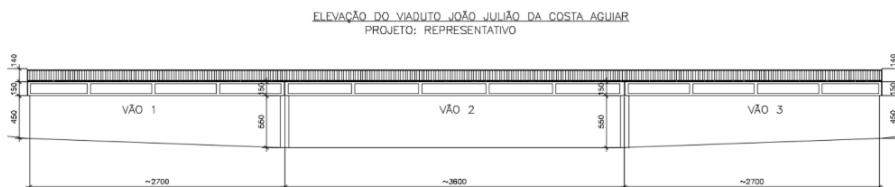
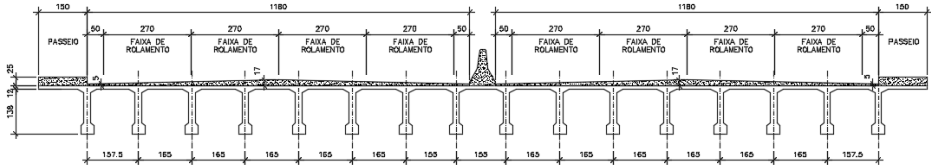


Figura 8 - Elevação do Viaduto (Autor)

VIADUTO JOÃO JULIANO DA COSTA AGUIAR
CORTE HORIZONTAL DO TABULEIRO – VÃO DE ~36,0 m
PROJETO: REPRESENTATIVO



VIADUTO JOÃO JULIANO DA COSTA AGUIAR
CORTE HORIZONTAL DO TABULEIRO – VÃO DE ~27,0 m
PROJETO: REPRESENTATIVO

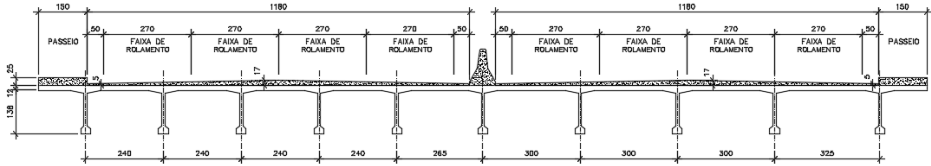


Figura 9 - Corte transversal dos tabuleiros Modelo Representativo (Autor)

O viaduto apresenta 4 faixas de tráfego nos dois sentidos, nenhum acostamento, dois passeios de pedestre de aproximadamente 1,50 m, uma barreira rígida de concreto entre as pistas, duas defensas metálicas nas laterais e duas defensas metálicas nas extremidades de cada passeio.

6 | REGISTRO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Elementos Estruturais

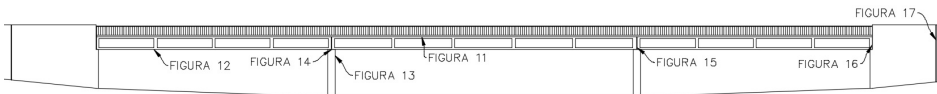


Figura 10 - Vista do Viaduto (Autor)

- Superestrutura: Apresenta concreto disgregado na laje de passeio (Figura 11) e lajes e vigas com manchas brancas (Figura 12), essas manchas podem ser carbonatação, lixiviação ou eflorescência.



Figura 11 - Concreto disgregado na laje de passeio (Autor)



Figura 12 - Vigas com machas brancas

- Mesoestrutura: Pilares apresentam concreto disgregado, armadura exposta e oxidada (Figura 13).



Figura 13 - Armadura exposta e oxidada (Autor)

- Infraestrutura:

4	Infraestrutura	
4.1	Fundações	Estaca de Concreto
4.2	Condições Atuais	Não foi possível visualizar
4.3	Anomalias Identificadas	Não foi possível visualizar

Tabela 4 - Infraestrutura (Autor)

No caso do viaduto João Julião não foi possível verificar o aparelho de apoio conforme mostra a Figura 14 pode-se afirmar que o aparelho de apoio utilizado é o Neoprene, pois este modelo era o mais utilizado em viadutos. Como viaduto João Julião da Costa Aguiar tem um pouco mais de 50 anos, e usa o Neoprene como aparelho de apoio, este pode estar no fim de sua vida útil ou não existir mais, já que não se pode afirmar se houve algum procedimento de substituição do mesmo.



Figura 14 - Aparelho de apoio não visualizado (Autor)

- Junta de Dilatação: Encontra-se encoberta pelo pavimento na parte superior e com presença de vegetação conforme mostra a Figura 15.



Figura 15 - Vegetação da área da junta de dilatação (Autor)

- Encontros: Presença de vegetação (Figuras 16), sendo que no muro de ala apresenta fissuras e armadura exposta (Figura 17).



Figura 16 – Presença de vegetação (Autor)



Figura 17 – Muro da ala com fissuras e armadura exposta (Autor)

Elementos da Pista

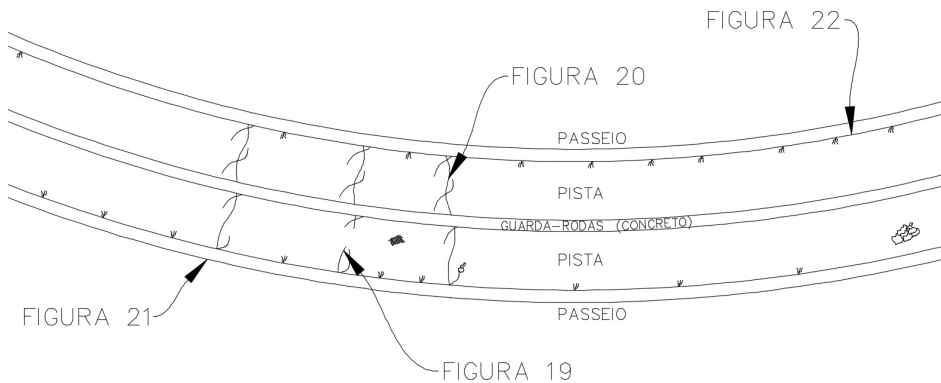


Figura 18 - Vista da Pista (Autor)

- Pavimento Asfáltico: Apresentam fissuras ao longo da pista e remendos (Figura 19) e defeito em junta de dilatação (Figura 20).



Figura 19 - Fissuras e remendos presentes na pista (Autor)



Figura 20 - defeito na junta de dilatação (Autor)

- Guarda-Corpo e Defesa Metálica: Apresenta danos, oxidação e desalinhamento (Figura 21 e 22)



Figura 21 - Guarda-corpo danificado (Autor)



Figura 22 – Defesa metálica com desalinhamento (Autor)

7 | CONCLUSÃO

Produzir o presente trabalho de pesquisa foi de suma importância para ampliar os conhecimentos do autor sobre tema, já que este está tão presente na realidade profissional de sua área de estudo. Discutir aspectos relacionados aos impactos que a falta de manutenção em Obras de Arte Especiais (OAE) causam para tal estrutura é muito relevante, visto a importância de um viaduto para o meio viário.

No ano de 2018 ouviu-se falar sobre a queda que algumas estruturas. Não se pode afirmar ao certo que as quedas foram causadas pela falta de manutenção, porém existe uma grande crítica em torno desse assunto, já que segundo Vitório 75% dos viadutos da

cidade de São Paulo carecem de conservação.

Com esses dados em mãos, foi escolhido um viaduto na cidade de São Paulo que necessita de manutenção e foi realizada uma vistoria no mesmo, seguindo, como base, uma ficha de vistoria da SINAENCO e a partir desta vistoria chegou-se a mesma classificação do relatório da SINAENCO de um grau de risco médio.

Esta classificação de grau de risco ocorreu devido as patologias existentes como, armadura exposta, concreto disgregado, presença de vegetação, além da falta de aparelho de apoio, dispositivo de segurança que compromete a segurança dos usuários e a idade da obra.

Mesmo o viaduto apresentando um grau médio nota-se a importância manutenção para que tais danos presentes atualmente não se desenvolvam e que sua vida útil seja maior. Pode-se assim inferir que os órgãos responsáveis por esse tipo de estrutura, deveriam se preocupar mais com a sua manutenção e recuperação, e não tanto com a construção de novos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Vistorias de pontes, viadutos e passarelas de concreto. **NBR 9452:2016**, Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. **NBR 7188:2003**, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. **NBR 7188:2013**, Rio de Janeiro, nov. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estrutura de Concreto. **NBR 6118:2014**, Rio de Janeiro, nov. 2014.

BASTOS, Herik César do Nascimento, et, al. Principais patologias em estruturas de concreto de pontes e viadutos: manuseio e manutenção das obras de arte especiais. **Construindo**, belo horizonte, v.9, p.93-101, Jul. /Dez.2017. Disponível em: <www.fumec.br/revistas/construindo/index>

LANER, Felice José. Manifestações patológicas nos viadutos, pontes e passarelas do município de porto alegre. **Universidade federal do rio grande do sul**, Porto alegre, p.33./2001.

SINAENCO, Sindicato Da Arquitetura e Engenharia - Estudo obras de arte especiais (pontes e viadutos) da cidade de São Paulo. Acesso em: 26 mai. 2018.

VITÓRIO, J. A. P. Vistorias, conservação e gestão de pontes e viadutos de concreto. **Anais do 48º congresso brasileiro do concreto**, p.3-15, jan. 2015.

VITÓRIO, José Afonso Pereira. Pontes e viadutos rodoviários: conceituação, conservação, segurança e reforço estrutural. **Curso de especialização em inspeção, manutenção e recuperação de estruturas**, Recife-PE, 2015.

CAPÍTULO 15

ANÁLISE DO FLUXO DE TRÁFEGO DA INTERSEÇÃO ENTRE A AVENIDA DAS TORRES E A RUA BARÃO DO RIO BRANCO NA CIDADE DE MANAUS – AMAZONAS

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 17/12/2020

Luiz Mauro Duarte Brandolt

Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Amazonas (Ifam)
Manaus - AM

Irauna Maiconá Rodrigues de Carvalho

Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Amazonas (Ifam)
Manaus – AM
<http://lattes.cnpq.br/8353952986090634>

Cristhian Vasconcelos Costa

Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Amazonas (Ifam)
Manaus – AM
<http://lattes.cnpq.br/0963069009733722>

Juliana Christine da Silva Granja

Faculdade Unyleya
Manaus – AM
<http://lattes.cnpq.br/9170678394771564>

RESUMO: Este presente artigo tem como objetivo a análise do fluxo de carros em horário de pico, no sinal do cruzamento entre a avenida das torres e a rua barão do rio branco, localizadas na cidade de Manaus, estado do Amazonas, com o intuito de constatar a possível necessidade de remoção do sinal no cruzamento, sinal este que causa um grande gargalo na avenida das torres, sendo ela, uma via de alta velocidade e conexão entre a zona centro-sul e extremo norte

da cidade.

PALAVRAS-CHAVE: Fluxo; Veículos; Sinal; Trânsito; Horário de pico.

ABSTRACT: This present article has as objective the analysis of the car flux in a rush hour, in the crossing sign between the Torres Avenue and the Barão do Rio Branco Street, located in the city of Manaus, amazon state, with the purpose of verify the possible removal need of the crossing sign, this sign that causes a huge bottleneck in the Torres avenue, being it, a high speed route and connection between the central-south zone and the extreme north of the city.

KEYWORDS: Flux; Vehicles; signal; traffic; rush hour.

1 | INTRODUÇÃO

O trânsito nas grandes cidades do país aumentou de uma forma abrupta a partir do ano de 2015 até o presente momento, esse pico anormal de crescimento de veículos nas grandes metrópoles, se da em boa parte devido a popularização dos novos meios de transportes tais como os aplicativos da Uber, Cabify, 99pop entre outros. O crescimento exponencial desses aplicativos retirou uma grande parte das pessoas que utilizavam o transporte público onde o mesmo normalmente é composto por ônibus, os quais transportam uma quantidade bem maior de pessoas por metro quadrado, assim então, o aumento de carros por pessoa foi algo inevitável. A avenida das torres é uma

das maiores avenidas de toda a cidade do Amazonas, apresentando uma extensão de 17,4 quilômetros de distância, interliga o extremo norte da cidade com a zona centro-sul da cidade, uma grande avenida para rápido acesso de uma ponta a outra da cidade, porém a mesma vem apresentando grandes gargalos mesmo fora de horário de pico, gargalos esses que geralmente se encontram em sinais indevidos e retornos mal projetados, a seguir será executado uma análise do sinal que mais causa gargalo no momento, sinal esse que se encontra no cruzamento entre a avenida das Torres e a rua Barão do Rio Branco, com o intuito de otimizar o fluxo da avenida.

2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Trânsito

Segundo o departamento estadual de trânsito do Amazonas (DETRAN-AM), a frota de veículos registrada na cidade de Manaus aumentou quase 11,2% entre 2018 a 2020. Um notável crescimento, contribuindo para o aumento do fluxo de carros e trânsito. A média de emplacamentos entre os anos de 2016 a 2019 mais que dobrou também, onde a média mensal de emplacamento em 2016 era de 1,4 mil, atingido a marca de 3,4 mil emplacamentos mensais em 2019 segundo o departamento estadual de trânsito do Amazonas (DETRAN-AM).

O congestionamento das vias causa muitos prejuízos indiretos para o estado e para a população, o fato de ter de acordar mais cedo para chegar ao trabalho a tempo, privando-se de um sono regular e necessário para a manutenção do corpo, prejudicando gradualmente a saúde, atrasos em órgãos estaduais, empresas e comércio causando assim uma perda de produtividade, de vendas, de faturamento entre outros. É fato que um trânsito melhor afeta a qualidade de vida de todos os cidadãos e até mesmo do próprio município.

O transporte público eficiente é a solução para a maior parte dos problemas no trânsito das grandes cidades brasileiras. Nos últimos dez anos, a frota de veículos do País dobrou, chegando a 60 milhões de unidades. O impacto nas vias urbanas é visível nas grandes cidades e em municípios de médio porte, que já sofrem com o caos dos engarrafamentos.

No entanto, para garantir que o trânsito aconteça satisfatoriamente, não basta apenas atender às demandas por mobilidade dos transeuntes; sua acessibilidade também é de vital importância. Vasconcelos (1985, p.26) considera a acessibilidade “a facilidade (ou dificuldade) com que os locais da cidade são atingidos pelas pessoas e mercadorias, medida pelo tempo e pelo custo envolvido”.

Segundo Cardoso (2008), existiriam duas categorias de acessibilidade: a acessibilidade ao sistema de transporte (mede a facilidade de o usuário acessar o sistema de transporte coletivo em sua região de moradia, trabalho, etc.) e a acessibilidade a destinos (mede após o acesso ao sistema de transporte, a facilidade de se chegar ao

destino desejado). Sendo assim não é suficiente ter condições de fazer uso do sistema (que garante a mobilidade), se não há a possibilidade de acesso ao local de chegada (acessibilidade a destinos) e vice-versa.

As cidades têm sido moldadas para atender unicamente ao automóvel, arrastando o transporte público sem prioridade para uma crise de perda de atratividade. Tal política impõe uma das piores iniquidades - a da acessibilidade. Cria dois tipos de cidadãos: aqueles que possuem automóveis, e aqueles que não possuem e dependem do transporte público (Neto, 2004).

2.2 Veículos representativos para o estudo

O Highway Capacity Manual - HCM, ano 2000, analisa a influência dos diferentes tipos de veículos (caminhões, ônibus e veículos de recreio) de várias maneiras, em função do tipo de via, da extensão do trecho, do tipo de terreno, dos greides, do número de faixas da via, e das faixas de tráfego em estudo. Para alguns casos define equivalentes dos diversos tipos de veículos em unidades de carros de passeio, em outros utiliza a proporção desses veículos no fluxo de tráfego, ou a porcentagem representada pelos veículos pesados dentro do volume total, ou ainda considera que os resultados independem dos tipos de veículos, etc.

Com a aprovação do Projeto de Lei nº 3267, de 2019, onde o mesmo aprova a utilização dos corredores de trânsito por meio das motocicletas, as mesmas acabam impactando o trânsito de forma mínima na situação mencionada, assim então sendo excluídas da análise do trabalho.

Nesse estudo então utilizaremos todos os veículos motorizados com exceção da motocicleta para serem inseridos no cálculo, sendo eles: Ônibus Pesado, Ônibus Médio, Ônibus Leve, Carro Grande, Carro Médio, Carro Pequeno, Utilitário, Micro-ônibus, Pick-up, Reboque/Semirreboque, Caminhão Pesado, Caminhão Médio, Caminhão Leve.

2.3 Volume de tráfego

Segundo (INSTITUTO..., 2006), Define-se Volume de Tráfego (ou Fluxo de Tráfego) como o número de veículos que passam por uma seção de uma via, ou de uma determinada faixa, durante uma unidade de tempo. É expresso normalmente em veículos/dia (vpd) ou veículos/hora (vph).

Então: $\text{Volume} = N/T$ (1); Onde: N: é o número de veículos; T: é o tempo definido.

2.3.1 Volume horário

Segundo (INSTITUTO..., 2006). Para analisar as variações do fluxo de tráfego durante o dia, adota-se a hora para unidade de tempo, chegando-se ao conceito de Volume Horário (VH): número total de veículos trafegando em uma determinada hora.

Então: $\text{VH} = N/H$ (2); Onde: N: é o número de veículos; H: é uma hora.

2.4 Variações dos volumes de tráfego

Uma das características mais importantes do fluxo de tráfego é sua variação generalizada: varia dentro da hora, do dia, da semana, do mês e do ano, além de, no mesmo local, variar segundo a faixa de tráfego analisada (INSTITUTO..., 2006).

2.4.1 *Variações durante o dia*

Os volumes horários variam ao longo do dia, apresentando pontos máximos acentuados, designados por picos. A compreensão destas variações é de fundamental importância, uma vez que é no horário de pico que necessariamente deverão ocorrer os eventos mais relevantes. Na expansão de contagens de algumas horas para o dia todo, a precisão da estimativa dependerá sempre do conhecimento dos padrões de flutuação dos volumes.

2.4.2 *Horas de pico*

As Horas de Pico, contendo os maiores volumes de veículos de uma via em um determinado dia, variam de local para local, mas tendem a se manter estáveis em um mesmo local, no mesmo dia da semana. Enquanto a hora de pico em um determinado local tende a se manter estável, o seu volume varia dentro da semana e ao longo do ano. Segundo (INSTITUTO..., 2006), O conhecimento dos períodos de pico é de grande importância, porque o mais comum é não se dispor de contagens durante todo o ano para determinar os volumes da hora de projeto escolhida, tendo-se que efetuar contagens em uma única época do ano para poder estimar o volume da hora de projeto. Considerando que o ano tem 365 dias, cada um com o seu período de pico, o volume horário de projeto é fatalmente muito próximo de um dos volumes de pico do ano. Efetuando-se uma contagem de uma semana, por exemplo, pode-se determinar os volumes do período de pico nessa semana e, utilizando a variação de postos de pesquisa permanentes eventualmente disponíveis, estimar o provável volume da hora de pico do ano, e a partir daí passar à determinação do Volume Horário de Projeto (VHP)

2.4.3 *Variações dentro da hora de pico*

O volume de veículos que passa por uma seção de uma via não é uniforme no tempo. A comparação de contagens de quatro períodos consecutivos de quinze minutos, mostra que são diferentes entre si. Essa variação leva ao estabelecimento do “Fator Horário de Pico” (FHP), que mede justamente esta flutuação e mostra o grau de uniformidade do fluxo (INSTITUTO..., 2006).

Então: $FHP = VHP/4V_{15max}$ (3); Onde: FHP= Fator horário de pico; VHP= volume da hora de pico (veículos/hora); V_{15max} = volume do período de quinze minutos com maior fluxo de tráfego dentro da hora de pico. O valor FHP é sempre utilizado nos

estudos de capacidade das vias. Adota-se normalmente o intervalo de 15 minutos, porque a adoção de intervalos menores pode resultar em superdimensionamento da via e excesso de capacidade em grande parte do período de pico. Por outro lado, intervalos maiores podem resultar em subdimensionamento e períodos substanciais de saturação.

O FHP varia, teoricamente, entre 0,25 (fluxo totalmente concentrado em um dos períodos de 15 minutos) e 1,00 (fluxo completamente uniforme), ambos os casos praticamente impossíveis de se verificar. Os casos mais comuns são de FHP na faixa de 0,75 a 0,90. Os valores de FHP nas áreas urbanas se situam geralmente no intervalo de 0,80 a 0,98. Valores acima de 0,95 são indicativos de grandes volumes de tráfego, algumas vezes com restrições de capacidade durante a hora de pico.

2.5 Contagem de veículos no tráfego

As contagens de tráfego são feitas com o objetivo de conhecer-se o número de veículos que passam através de um determinado ponto da estrada, durante certo período, podendo-se determinar o Volume Médio Diário (VMD), a composição do tráfego (automóveis, caminhões, motos, etc.), etc. Tais dados servem para a avaliação do número de acidentes, classificação das estradas e fornecem subsídios para o planejamento rodoviário, projeto geométrico de estradas, estudos de viabilidade e projetos de construção e conservação. Permitem também através da análise de diversos elementos, por exemplo, determinar a tendência de crescimento do tráfego e variações de volume. A contagem pode ser global ou direcional ou por classes (INSTITUTO..., 2006).

2.5.1 Contagem Global

Quando é registrado o número de veículos que circulam por um trecho de via, independentemente de seu sentido, grupando-os geralmente pelas suas diversas classes. Empregadas para o cálculo de volumes diários, preparação de mapas de fluxo e determinação de tendências do tráfego.

2.5.2 Contagem direcional

Nesta contagem é registrado o número de veículos por sentido do fluxo e são empregadas, por exemplo, para cálculos de capacidade, determinação de intervalos de sinais, estudos de acidentes e previsão de faixas adicionais em rampas ascendentes.

2.5.3 Contagem por classes

Registram-se os volumes para os vários tipos ou classes de veículos. São empregadas para o dimensionamento estrutural e projeto geométrico de rodovias e interseções, cálculo de capacidade, cálculo de benefícios aos usuários e determinação dos fatores de correção para as contagens mecânicas.

2.5.4 Métodos de contagem

2.5.2.1 Contagem manual

Permite classificação por tipo, tamanho, etc.; uma pessoa pode contar até 1.000 veículos/h ou 200 pedestres/h, entretanto dependendo do fluxo de veículos a fadiga pode limitar sua operação a períodos curtos de tempo.

3 I DEFINIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Segundo (INSTITUTO..., 2006), A Área de Estudo de um projeto viário compreende o espaço geográfico ocupado pelas vias do projeto e as áreas que direta ou indiretamente o afetam. Praticamente não existem regras precisas para definição da área de estudo. De forma resumida, essa área está condicionada a três variáveis: Origem e Destino dos veículos; Opções de rotas na rede existente; Interferência dos fluxos de longa distância.

A origem e destino, que poderá ser ampliada ou reduzida quando forem consideradas as demais variáveis mencionadas. Não há, pois, como evitar um processo metodológico iterativo ou de aproximações sucessivas na delimitação da área.

Em primeira aproximação, ela deve ser delimitada com base no conhecimento dos indicadores econômicos disponíveis, no comportamento do tráfego e nos objetivos da análise a ser procedida.

A área de estudo pode ser tratada a dois níveis distintos:

- Área de Influência Direta: é a área servida pelos trechos viários objeto do estudo e por trechos das vias de acesso de maior influência. Nessa área serão realizadas as pesquisas de tráfego necessárias, envolvendo contagens volumétricas, pesquisas de origem e destino, medições de velocidades, etc. Sua delimitação é feita por uma linha (cordão externo), que passará por pontos que se prestem à coleta de informações do padrão de viagens entre a área de influência direta e a área exterior ao cordão; poderá incluir trechos de ferrovias ou rodovias, rios, cumes de morros, etc. que delimitem de forma adequada a área.

- Área de Influência Indireta: é a área fora do cordão externo com influência sensível na geração de viagens que utilizem trechos viários objeto do estudo.

3.1 Estudo da interseção a ser analisada

A interseção a ser analisada no presente artigo é a da Avenida das Torres com a Rua barão do rio branco, um grande ponto de gargalo, se não o maior, da Avenida das torres em horário de pico.



Figura 1 – Interseção da Avenida das Torres com a Rua barão do rio branco.

Fonte: Própria

Como podemos observar na figura, a interseção contém um sinal que alterna para os veículos nas direções horizontais e verticais trafegarem.

Os sentidos da via coincidem com as zonas da cidade, o sentido norte da cidade é o próprio sentido norte da figura, ou, sentido superior da figura, e o mesmo se repete para os outros sentidos.

Em horário de pico, na maior parte das vezes que o sinal fecha, os carros acabam parando no meio do cruzamento, fechando a passagem de quem trafega no sentido leste da figura, o que acaba comprometendo mais ainda o trânsito. O sentido mais congestionado no horário de pico das 17 às 19 horas é o Norte da avenida das torres e o leste da rua barão Rio branco, onde nota-se uma grande fila de carros se estendendo nesses pontos.

4 | ANÁLISE DA INTERSEÇÃO

4.1 Volume de tráfego

Ao dia 16 de setembro de 2020 foram feitas contagens manuais do volume de carros no sentido oeste e leste da rua barão rio branco segue a tabela com os valores.

Volume de tráfego Rua Barão do rio branco Sentido Oeste				
Sinal	Horário	Numero de carros sentido oeste	Numero de carros que dobraram para a avenida das torres Sentido Oeste-norte	Numero de carros que foram direto no sentido Oeste
1°	17:05	15	3	12
2°	17:07	14	2	12
3°	17:10	23	2	21
4°	17:12	21	3	18
5°	17:15	26	1	25
6°	17:18	25	0	25
7°	17:21	25	2	23
8°	17:24	22	6	16
9°	17:27	22	0	22
10°	17:29	22	3	19
11°	17:32	20	0	20
12°	17:35	23	2	21
13°	17:38	16	0	16
14°	17:41	22	2	20
15°	17:44	18	1	17
16°	17:47	21	2	19
17°	17:50	25	3	22
18°	17:52	16	2	14
19°	17:55	18	0	18
20°	17:58	19	2	17
21°	18:02	19	1	18
22°	18:05	21	2	19
23°	18:08	20	1	19
24°	18:10	18	0	18
TOTAL Primeiro 15 min		124	11	113
TOTAL Segundo 15 min		134	13	121
TOTAL Terceiro 15 min		118	10	108

TOTAL Quarto 15 min	115	6	109
TOTAL	491	40	451

Tabela 1 – Volume de tráfego na Rua Barão do rio branco sentido oeste.

Na tabela acima nota-se que foram contados os números de carros que dobraram para a avenida das torres sentido Oeste-norte, ou seja, aqueles carros que em vez de cruzarem totalmente a avenida das torres para o outro lado, entram na mesma, no sentido norte, sentido esse analisado.

Como a contagem foi feita com o ponto limite no sinal, decidiu-se contar como base na quantidade de sinais e para a divisão certa dos quartetos tomou-se como base, 1 hora e 5 minutos de contagem.

Tem-se um volume de tráfego total horário do sentido oeste de:

$VH = N/H \Rightarrow VH = (451-38) / 1 \Rightarrow VH = 413$ veículos por hora (1) Obs. Lembra-se que os sinais 23° e 24° são diminuídos do total, pois os mesmos não fazem parte da 1 hora calculada. Obs². Pega-se o número de 451 veículos pelo simples fato de 40 veículos dos 491 dobrarem na direção norte da avenida das torres, assim fazendo sentido nenhum ter de pegar o sinal, se o mesmo é efetivamente necessário para os veículos que atravessam a avenida.

Volume de tráfego Rua barão do rio branco Sentido Leste					
Sinal	Horário	Numero de carros sentido leste	Numero de carros que dobraram para a avenida das torres Sentido leste-norte	Numero de carros que foram direto no sentido leste	Carro atrapalhando o sinal sentido Leste
1°	17:05	33	0	33	não
2°	17:07	23	1	22	sim
3°	17:10	20	0	20	sim
4°	17:12	33	2	31	não
5°	17:15	33	1	32	não
6°	17:18	37	0	37	não
7°	17:21	27	0	27	não
8°	17:24	38	0	38	não
9°	17:27	34	0	34	não
10°	17:29	19	0	19	sim
11°	17:32	27	0	27	sim
12°	17:35	32	0	32	sim
13°	17:38	27	0	27	sim

14°	17:41	23	0	23	sim
15°	17:44	26	0	26	sim
16°	17:47	32	0	32	sim
17°	17:50	32	0	32	não
18°	17:52	22	0	22	sim
19°	17:55	30	0	30	não
20°	17:58	22	2	20	sim
21°	18:02	28	0	28	sim
22°	18:05	28	0	28	sim
23°	18:08	29	0	29	sim
24°	18:10	26	0	26	não
TOTAL Primeiro 15 min		179	4	175	
TOTAL Segundo 15 min		177	0	177	
TOTAL Terceiro 15 min		162	0	162	
TOTAL Quarto 15 min		163	2	161	
TOTAL		681	6	675	58%

Tabela 2 – Volume de tráfego na Rua Barão do rio branco sentido leste.

Como dito anteriormente e confirmado com a tabela ilustrada, o sentido leste tem um tráfego mais pesado e um volume de tráfego bem maior.

Nota-se também uma nova coluna na tabela, onde a mesma indica a quantidade de vezes que o cruzamento foi bloqueado por carros fazendo manobras irregulares tentando entrar da avenida das torres para a rua barão do rio branco sentido oeste, assim então, travando completamente o fluxo do sentido leste inicialmente por pelo menos um quarto de minuto, nessa coluna alcançamos uma taxa de 58% das vezes o cruzamento ser bloqueado, onde quanto maior o trânsito e volume de veículos, maior a incidência.

Tem-se um volume de tráfego total horário do sentido leste de:

$$VH=N/H \Rightarrow VH= 675-55/1 \Rightarrow VH = 620 \text{ veículos por hora} \quad (1)$$

Obs. Lembra-se que os sinais 23° e 24° são diminuídos do total, pois os mesmos não fazem parte da 1 hora calculada.

Volume de tráfego Avenida das torres sentido norte		
Sinal	Horário	Numero de carros sentido norte
1°	18:01	111
2°	18:04	114
3°	18:07	112
4°	18:10	110
5°	18:13	114
6°	18:15	109
7°	18:18	109
8°	18:21	117
9°	18:24	110
10°	18:27	107
11°	18:30	109
12°	18:33	103
13°	18:36	104
14°	18:39	106
15°	18:42	109
16°	18:45	110
17°	18:48	113
18°	18:51	105
19°	18:54	106
20°	18:57	105
21°	19:00	108
22°	19:03	103
23°	19:06	102
24°	19:09	101
TOTAL Primeiro 15 min		670
TOTAL Segundo 15 min		655
TOTAL Terceiro 15 min		647
TOTAL Quarto 15 min		625
TOTAL		2597

Tabela 3 – Volume de tráfego na Avenida das Torres sentido norte.

Com a tabela 3, nota-se que o volume de tráfego na avenida das torres sentido norte é pelo menos aproximadamente quatro vezes maior que o tráfego de qualquer sentido da Rua Barão rio branco. Tornando-a prioridade no tráfego do cruzamento, prioridade essa que não é bem refletida na realidade.

Tem-se um volume de tráfego total horário do sentido norte da avenida de:
 $VH=N/H \Rightarrow VH= 2597-203/1 \Rightarrow VH = 2394$ veículos por hora (1)

Obs. Lembra-se que os sinais 23° e 24° são diminuídos do total, pois os mesmos não fazem parte da 1 hora calculada.

4.2 Horas de trânsito

Executando uma análise seletiva em quantidade de horas que a população passa em cada trecho de trânsito, podemos fazer uma comparação de qual é a melhor opção para solucionar o problema do gargalo na avenida das torres para a maior quantidade de pessoas possível.

4.2.1 Horas de trânsito na Avenida das Torres

Para a avenida das torres, o trânsito se inicia no ponto indicado pela figura abaixo e se estende por um quilômetro e meio.

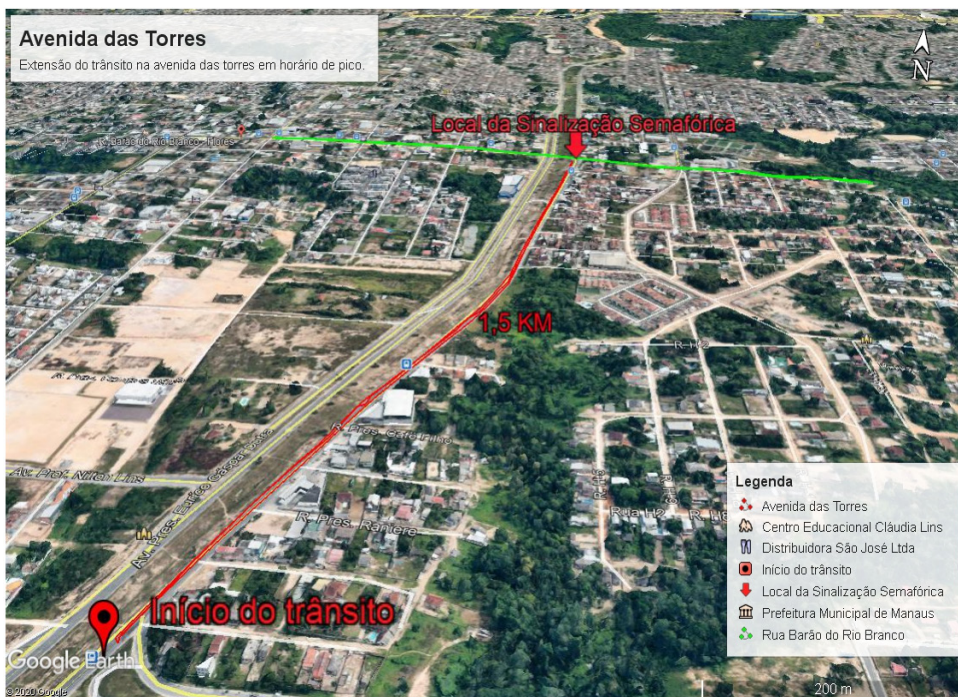


Figura 2 – Extensão do trânsito na avenida das torres em horário de pico.

Fonte: Google Earth

Com um auxílio de um cronômetro foi feito a medição do tempo que leva para percorrer esse trânsito que resultou em cinco minutos e trinta e seis segundos

aproximadamente, onde, em um dia comum necessitaria apenas:

Segundo Halliday (2013), O espaço dividido pela velocidade é igual ao tempo.

Então: $T=S/V$ (4) Onde: S: é o espaço (km); V: é a velocidade (km/hora); T: é o tempo (horas). Tem-se então: $T= 1,5/50 \Rightarrow T= 0,03$ horas, multiplicando por 60 para transformar em minutos, tem-se: $T=1,8$ minutos, ou seja, 1 minuto e 48 segundos. Levar-se-ia em teoria três vezes menos tempo para percorrer o mesmo trajeto sem trânsito.

Diminuindo a quantidade total de tempo para percorrer a distância com trânsito pela quantidade total de tempo para percorrer a distância sem trânsito temos a diferença de trânsito.

Então: $Dt= Tt - Tn$ (5) Onde: Dt: é a diferença de trânsito; Tt: tempo total no trânsito; Tn: tempo total normal Tem-se então: $Dt= 5:36-1:48 \Rightarrow 3:48$ minutos, ou, 3 minutos e 48 segundos.

Multiplicando a quantidade de trânsito pelo número de carros que passam nas duas horas de trânsito intenso, entre 17h00min e 19h00min temos para a avenida das torres:

Um total de 4788 veículos que sofrem 3 minutos e 48 segundos de trânsito, ou seja, um tempo total de 18.194 minutos que transformados para hora são 303,24 horas de trânsito apenas em um trecho de 1,5km, horas essas distribuídas entre mais de 4788 pessoas que passam diariamente naquele horário pelo local.

4.2.2 Horas de trânsito na rua Barão do Rio Branco sentido leste

Para a Rua Barão do rio branco sentido leste, o trânsito se inicia a duas quadras do cruzamento e se estende por quatrocentos metros.

Com um auxílio de um cronômetro foi feito a medição do tempo que leva para percorrer esse trânsito que resultou em sete minutos e quarenta e cinco segundos aproximadamente.

Utilizando o padrão de calculo aplicado anteriormente para essa seção temos 6:57 minutos, ou, 6 minutos e 57 segundos.

Um total de 1240 veículos que sofrem 6 minutos e 57 segundos de trânsito, ou seja, um tempo total de 8.618 minutos que transformados para hora são 143,63 horas de trânsito apenas em um trecho de 400 metros, horas essas distribuídas entre mais de 1240 pessoas que passam diariamente naquele horário pelo local.

4.2.3 Horas de trânsito na rua Barão Branco sentido oeste

Para a Rua Barão do rio branco sentido oeste, o trânsito se inicia a duas quadras do cruzamento e se estende por duzentos e cinquenta metros aproximadamente.

Com um auxílio de um cronômetro foi feito a medição do tempo que leva para percorrer esse trânsito que resultou em sete minutos e cinco segundos aproximadamente.

Utilizando o padrão de calculo aplicado anteriormente para essa seção temos 6:35 minutos, ou, 6 minutos e 35 segundos.

Um total de 826 veículos que necessitam utilizar o sinal e sofrem 6 minutos e 35 segundos de trânsito, ou seja, um tempo total de 5.437,83 minutos que transformados para hora são 90,63 horas de trânsito, apenas em um trecho de 250 metros, horas essas distribuídas entre mais de 826 pessoas que passam diariamente naquele horário pelo local

4.3 Análise da interseção: Removendo o sinal

Removendo o sinal e fechando o cruzamento forçaria todos os veículos nos dois sentidos da Rua Barão do rio branco a entrarem na avenida das torres e utilizarem o primeiro retorno, vamos agora analisar os impactos negativos em relação a esses motoristas em forma de hora-trânsito global. A seguir, necessitar-se-á fazer uma análise de trânsito baseada no percurso e tempo total (Dt) para percurso, pois facilitará o cálculo.

4.3.1 Removendo o sinal: Rua Barão do Rio Branco sentido leste

Para o sentido leste da Rua barão do rio branco, os veículos entrariam na avenida das torres e percorreriam um percurso total de 4,2 quilômetros e levariam cerca de 12 minutos e 36 segundos a uma velocidade baixa de 20 quilômetros por hora para percorrer esse caminho.

Não só os veículos teriam a Rua Barão do rio branco para o acesso a avenida das torres como uma variedade de outras ruas internas para o acesso da avenida no sentido sul, assim então, diminuindo o foco na Rua Barão do rio branco.

Comparando ao tempo que os mesmos veículos levariam para atravessar a avenida das torres utilizando o sinal temos: - 7 minutos e 45 segundos por carros utilizando o sinal, ou seja, multiplicando por 1240 veículos temos 160,16 horas totais de percurso completo, distribuídas entre 1240 pessoas; - 12 minutos e 36 segundos por veículos fazendo o retorno na avenida das torres, ou seja, multiplicando por 1240 veículos temos 260,4 horas totais de percurso completo, distribuídas entre 1240 pessoas.

Então, como os dados mostram ter-se-ia um total de 100,24 horas a mais de trânsito.

4.3.2 Removendo o sinal: Rua Barão do Rio Branco sentido oeste

Para o sentido oeste da Rua barão do rio branco, os veículos entrariam na avenida das torres e percorreriam um percurso total de 1,9 quilômetros e levariam cerca de 3 minutos e 10 segundos com um trânsito mais fluido e uma velocidade razoável de 40 quilômetros por hora para percorrer esse caminho.

Não só os veículos teriam a Rua Barão do rio branco para o acesso a avenida das torres como uma variedade de outras ruas internas para o acesso da avenida no sentido norte, assim então, diminuindo o foco na Rua Barão do rio branco.

Comparando ao tempo que os mesmos veículos levariam para atravessar a avenida das torres utilizando o sinal temos: - 7 minutos e 05 segundos por carros utilizando o sinal, ou seja, multiplicando por 826 veículos temos 97,51 horas totais de percurso completo,

distribuídas entre 826 pessoas; - 3 minutos e 10 segundos por veículos fazendo o retorno na avenida das torres, ou seja, multiplicando por 826 veículos temos 43,59 horas totais de percurso completo, distribuídas entre 826 pessoas. Então, como os dados mostram ter-se-ia um total de 53,92 horas a menos de trânsito distribuídas para essas 826 pessoas.

4.3.3 *Removendo o sinal: Avenida das Torres sentido norte*

Para o sentido norte da Avenida das Torres, os veículos percorreriam um percurso total de 1,5 quilômetros e levariam cerca de 1 minuto e 48 segundos com um trânsito fluido e uma velocidade razoável de 50 quilômetros por hora para percorrer esse caminho. Comparando ao tempo que os mesmos veículos levariam para atravessar com sinal do cruzamento em funcionamento temos:- 5 minutos e 38 segundos por carros utilizando o sinal, ou seja, multiplicando por 4788 veículos temos 449,54 horas totais de percurso completo, distribuídas entre 4788 pessoas; 1 minuto e 48 segundos por veículos fazendo o retorno na avenida das torres, ou seja, multiplicando por 4788 veículos temos 143,64 horas totais de percurso completo, distribuídas entre 4788 pessoas.

Então, como os dados mostram ter-se-ia um total de 305,9 horas a menos de trânsito distribuídas para essas 4788 pessoas.

5 | DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

Com os resultados das análises pode-se então fazer o comparativo final, com o sinal ativo temos um tempo total nos três sentidos (norte, leste e oeste) de 704,55 (446,88+160,16+97,51) horas de trânsito distribuídas em mais de 6866 pessoas que percorrem esses percursos nesse horário.

E com o sinal removido e o cruzamento fechado tem-se uma economia de em teoria 305,9 horas para o sentido norte, 53,92 horas para o sentido oeste e 100,24 horas a mais para o sentido leste, resultando respectivamente em um total de 450,15 (143,64+43,59+262,92) horas de trânsito distribuídas em mais de 6866 pessoas que percorrem esses percursos nesse horário.

Nota-se então uma melhoria significativa no total de horas-trânsito com o sinal removido e o cruzamento fechado, melhoria essa de 254,4 horas de trânsito totais, ou seja, uma melhoria de 36,24% de efetividade no trânsito, tudo isso sem ao menos contar com a melhoria que o sentido sul da avenida das torres iria obter também.

Observa-se também que a quantidade a mais de carros, 1240 carros em duas horas, que vem da Rua barão rio branco sentido leste para fazer o retorno na avenida das torres em frente ao supermercado attack representa em torno de 25% a mais de volume de tráfego para aquele retorno já atualmente complicado, o que pode em teoria contribuir para o aumento de transito naquela parte da avenida, porém, lembra-se que a maior parte do transito causado por aquele retorno na avenida das torres é pelo fato de os carros

utilizando o retorno em sua maior parte necessitarem atravessar a avenida para o outro lado da mesma, com o objetivo de acessar a Avenida Natan Xavier de Albuquerque causando então um grande ponto de estrangulamento, no entanto, todos ou pelo menos a parte praticamente totalitária desses 1240 carros a mais, não utilizarão a Avenida Natan Xavier, necessitando apenas entrar na primeira faixa da esquerda e seguindo diretamente pela avenida das torres sem causar maiores gargalos no trânsito, podemos então considerar um leve aumento de trânsito total naquele ponto de gargalo anterior ao retorno no sentido norte, onde essa análise não faz parte do escopo do trabalho científico que se delimita aos trechos pós-retorno.

6 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este presente artigo propôs uma simples alteração no sistema de trânsito de Manaus, a remoção do sinal e bloqueio do cruzamento na interseção da Avenida das torres com a Rua barão do rio branco, conforme as análises demonstraram, uma maior parte da população se beneficiaria grandemente com esse simples ato, contribuiria não só para a diminuição do trânsito local, como para a saúde mental dos motoristas, otimização de rotas de ônibus, corridas mais rapidamente feitas por trabalhadores de aplicativos, entre muitos outros benefícios.

REFERÊNCIAS

BRUTON, Michael J. Introdução ao planejamento dos transportes. Tradução de João Bosco Furtado Arruda; Carlos Braune; César Cals de Oliveira Neto. Rio de Janeiro: I neociência; São Paulo: EDUSP, 1979. Título original: Introduction to transportation planning.

Cardoso, C. E. P. (2008). Análise do transporte coletivo urbano sob a ótica dos riscos e carências sociais. Tese de Doutorado, Programa de Pós-graduação em Serviço Social, Pontifícia Universidade Católica de São Paulo, São Paulo, SP.

Câmara dos Deputados Brasileira, Projeto de Lei nº 3267, de 2019.

COELHO, Alexandre Hering; GOLDNER, Lenise Grando. ECV5129 – Engenharia de Tráfego: Módulo I - Conceitos básicos. 2016.

CURRIN, Thomas R. Introduction to traffic engineering: a manual for data collection and analysis. Marietta, GA.: Southern Polytechnic State University, 2001.

Decicino R. (2008) “Trânsito: Problemas atingem grandes cidades”, <http://educacao.uol.com.br/disciplinas/geografia/transito-problemas-atingemgrandes-cidades.htm>

GERMANI, Elmir et al. Planejamento de transportes. São Paulo: EDUSP, 1973.

HALLIDAY, David; RESNICK, Robert; WALKER, Jearl. Fundamentos de Física 1 :Mecânica. 9. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT). Manual de Estudos de Tráfego. Rio de Janeiro - RJ: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006. 384 p. (II).Disponível em http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/manual_estudos_trafego.pdf. Acesso em: 25 setembro. 2020.

Manual de contagem volumétrica de tráfego. Rio de Janeiro, 1976.

MELLO, José Carlos. Planejamento dos transportes urbanos: apostila. Rio de Janeiro: Campus, 1982.

Neto, O. L. (2004). Um novo quadro institucional para os transportes públicos: condição sine qua non para a melhoria da mobilidade e acessibilidade metropolitana. In E. Santos & J. Aragão (Orgs.), Transporte em tempos de reforma: estudos sobre o transporte urbano (pp. 193-216). Natal: EDUFRRN.

ROAD RESEARCH LABORATORY. Research on road traffic. London: Her Majesty's Stationery, 1965.

Vasconcelos, E. A. (1985). *O que é o trânsito*. São Paulo: Brasiliense.

VASCONCELOS, Eduardo Alcântara de. Pesquisa e levantamentos de tráfego. São Paulo: CET, 1982. (Boletim técnico CET, 31).

ESTUDO DE CAPACIDADE DO CANAL DA GALHETA (PORTO DE PARANAGUÁ)

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 04/11/2020

Samuel Sembalista Haurelhuk

Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis/SC
<http://lattes.cnpq.br/7003001562697369>

Amir Mattar Valente

Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis/SC
<http://lattes.cnpq.br/8607700007895519>

RESUMO: A importância do transporte hidroviário para a humanidade é incontestável tendo em vista que a maior parte do comércio exterior é realizado por via marítima. A globalização da economia mundial só intensifica a interdependência dos Estados Nacionais, a necessidade de cooperações, trocas de insumos, produtos, conhecimentos, e consequentemente a necessidade da utilização do modal marítimo. O bom andamento dessa organização econômica depende diretamente da condição em que se encontram os pontos inicial e final de todas essas trocas, os portos. Tendo esse cenário em vista, o presente trabalho aplica uma análise de capacidade em nível conceitual da configuração marítima do Porto de Paranaguá. A metodologia adotada é a proposta pela diretriz PIANC onde entram como variáveis dados físicos do local e características das embarcações que frequentam o porto, para ser possível definir as dimensões verticais e horizontais do Canal de Acesso, da

Área de Fundeio e da Bacia de Evolução. Os resultados deste trabalho dão parecer quanto à capacidade da configuração marítima em questão e sugerem possíveis melhorias a serem aplicadas.

PALAVRAS-CHAVE: Portos; Capacidade; Canal de Acesso; Área de Fundeio; Bacia de Evolução.

GALHETA CHANNEL CAPACITY ANALYSIS

ABSTRACT: The ship transport carries out the majority of today's global trade making its importance to humankind undeniable. World's economy globalization only intensifies Nations' interdependency; need for cooperation; input, products and knowledge exchanges and; therefore, maritime industry development. Nowadays' economy organization success directly relies on the beginning and end of each trade, the ports. Facing the described reality, this work applies PIANC methodology to evaluate Paranagua port maritime configuration capacity. In the mentioned methodology, location's physical data together with vessel's normally navigating the area characteristics are variables that define Harbour Approach Channels, Anchorage Areas and Turning Basins vertical and horizontal dimensions. Results produced by this work enable comments related to the mentioned maritime configuration capacity and suggest improvements.

KEYWORDS: Ports; Capacity; Approach Channel; Anchorages; Turning Basin.

1 | INTRODUÇÃO

A navegação, desde o início dos tempos, vem dando forma a organização humana. A expansão do conhecimento marítimo, materializado pela caravela, foi uma das principais razões para o sucesso Português na colonização da América [8]. Acredita-se que o primeiro Canal navegado tenha sido o Grande Canal Fluvial da China, construído no século VI. Leonardo da Vinci em 1515, por meio de um projeto de Canais e Eclusas, conseguiu resolver o problema das enchentes na região de Milão. Esses fatos dão embasamento histórico para a relevância da navegação e do setor portuário e marítimo como um todo na organização humana [13].

Estima-se que 80% do comércio exterior, com base em toneladas, seja transportado via marítima. Isso representou no ano de 2012 pouco mais de 9 bilhões de toneladas [20]. Atingiu-se, também no ano de 2012, a marca de 600 milhões de TEUs (*Twenty-foot equivalent unit*) movimentados. A não ser no ano de 2008, devido a uma crise econômica, quando o comércio exterior teve queda, o prognóstico é de constante expansão.

O modal marítimo em si está revestido de vantagens inerentes a sua utilização, já que é, comparativamente às demais alternativas, limpo e ambientalmente favorável, além de muito eficiente energeticamente [10].

Ainda, de acordo com [19], temos em desenvolvimento a tendência da chegada de mega contêineres e a conseqüente pressão sob a configuração marítima existente. Dentro desse contexto expansionista e globalizado, empreendedores buscam alternativas para tornar o trânsito de produtos entre as nações viável economicamente, tais como a expansão do Canal do Panamá e novas rotas marítimas no Ártico.

Ao analisarmos a balança comercial brasileira entre 2003 e 2012 é possível observar, segundo dados da ANTAQ [5] (Agência Nacional de Transportes Aquaviários), uma clara predominância do modal marítimo. Baseado no valor FOB (*Free on Board*) da mercadoria 84% do transporte foi realizado por via marítima. A fatia chega a 98% se nos basearmos no volume em toneladas.

O desenvolvimento de um transporte seguro e eficiente é fundamental se levado em consideração os benefícios de tal realidade. O transporte corresponde em média a 60% dos custos logísticos [9] logo, qualquer redução obtida no setor é relevante. Ainda, aproximadamente 70 a 80% dos acidentes marítimos são causados por erro humano [14].

Segundo o Fórum Econômico Mundial em seu Relatório “*Global Competitiveness 2013-2014*” [19], competitividade é o conjunto de fatores, políticas e instituições que determinam o nível de produtividade de uma nação levando em consideração seu nível de desenvolvimento. O Relatório analisa 114 fatores em sua avaliação e, no quesito infraestrutura portuária, entre 148 nações pesquisadas, o Brasil encontra-se na 131ª posição, longe do ideal para um país com mais de 7.000km de costa.

O critério básico para definir uma configuração marítima é a segurança de suas

manobras e operações [12].

Ao verificarmos a relevância do setor portuário para uma nação, o contexto globalizado da economia, a tendência de expansão no comércio exterior, a predominância do modal marítimo nas transações internacionais aliado a suas inerentes vantagens, a necessidade de investimentos que a infraestrutura portuária nacional demanda, e a consequente pressão que sofre dentro do panorama apresentado, se justifica o estudo da segurança da Configuração Marítima de um dos mais importantes portos do país.

O objetivo será avaliar a capacidade de todas as áreas molhadas da Configuração Marítima do Porto de Paranaguá, ou seja, seu Canal de Acesso, sua Bacia de Evolução e sua Área de Fundeio. Dessa forma será possível classificá-la adequada ou inadequada para a navegação segura da embarcação tipo considerada na análise.

O trabalho inicia com o item 2 apresentando a metodologia de cálculo de capacidade para projeto de um canal, justificando a escolha feita e comentando sobre alternativas de simulação. No item 3 são designadas as características gerais, ambientais e das embarcações tipo consideradas no trabalho. No item 4, demonstram-se os cálculos realizados e classificação obtida em cada situação. Por fim, são apontadas as considerações finais e recomendações no item 5.

2 I METODOLOGIA DE CÁLCULO DE CAPACIDADE PARA PROJETO DE UM CANAL

2.1 Razão da escolha

Existem diversos referenciais utilizados pelo mundo tais como o *Coastal Engineering Manual* publicado pelo USACE (*United States Army Corps of Engineers*) e utilizada nos Estados Unidos da América, a ROM (*Recomendaciones de Obras Marítimas*) publicada pelo governo da Espanha e lá utilizada com força de norma, a publicada pela CCG (*Canadian Coast Guard*), utilizada no Canadá, a BSI (*British Standard Institute*) utilizadas no Reino Unido, a JIN (*Japan Institute of Navigation*) utilizada no Japão, cada uma com suas características próprias.

Dentre estes inúmeros referenciais existentes, o mais adequado é, no entender do próprio autor, o publicado pela PIANC (*Permanent International Association of Navigation Congresses*). Ele é, atualmente, o mais atualizado tendo em vista que foi publicado em 2014. Além disso, ele foi produzido por um grupo de trabalho internacional, em forte cooperação com a IAPH (*International Association of Ports & Harbours*), a IMPA (*International Maritime Pilots Association*), e a IALA (*International Association of Marine Aids to Navigation and Lighthouse Authorities*), importantíssimos organismos do setor [12].

2.2 Processo de projeto de um canal

Segundo [12], canais são projetados num processo de dois passos: projeto conceitual e projeto detalhado.

O projeto conceitual é caracterizado por ser rápido e não prever a utilização de dados muito detalhados. São utilizados os processos empíricos para definição das características do Canal. É importante pois nessa fase é possível avaliar cenários inúmeros [12].

O projeto detalhado existe para refinar, aprimorar e validar o projeto conceitual adotado por meio de análises numéricas e físicas, com a utilização de simuladores. Essa fase demanda um aprofundamento maior dos dados e vasta experiência do projetista em analisar os resultados. O auxílio de profissionais da área da navegação, tais como práticos e mestres de rebocador, também se faz necessário [12].

Inicialmente, em nível de projeto conceitual, o primeiro passo é adotar uma ou mais embarcações tipo que poderão frequentar a referida configuração marítima, definindo assim alternativas a serem analisadas. Na sequência ao trabalho busca-se otimizar aspectos de navegação, segurança, meio ambiente, economia, dentre outros, reduzindo a amostra de alternativas que merecem ser analisadas em nível de projeto detalhado [12].

2.2.1 Simulação

Há dois tipos de modelo de simulação existentes atualmente, os quais possuem objetivos distintos: (a) simular a capacidade de um Canal por meio de manobra de atracação e sua viabilidade quanto a aspectos da segurança da navegação, ou (b) quantificar o tráfego máximo no Canal para determinar em conjunto com outras análises a capacidade de movimentação de cargas do sistema portuário [12].

O objetivo deste trabalho demanda uma análise dos simuladores de manobra.

2.2.1.1 Simuladores de Manobra

Há dois tipos de simuladores de manobra: *Fast-time* e *Real-time*. Ambos são compostos de software de simulação, modelos matemáticos de manobra de embarcações, banco de dados com as características geográficas e ferramentas de análise. A principal diferença entre eles é que no sistema *fast-time* um algoritmo navega a embarcação e posiciona automaticamente os rebocadores. No modelo *real-time* a navegação fica a cargo de um ser humano, geralmente o prático [12].

Os simuladores de manobra permitem uma dupla aplicação: (a) engenharia e pesquisa, (b) capacitação e treinamento. Vale destacar, no entanto, que demandam diferentes requisitos. Para pesquisa e engenharia o modelo deve reproduzir fielmente o comportamento físico na navegação de forma a constituir um extrapolador confiável e permitir análises da segurança de manobra de uma certa embarcação em dada condição ambiental. No caso da capacitação, deve reproduzi-lo qualitativamente, transmitindo as

impressões, desafios, dificuldades que o operador teria inserido na situação ambiental definida em certa embarcação [17].

Os modelos matemáticos são mais confiáveis se baseados em dados obtidos em escala real. Podem ser também aferidos em tanques e tuneis de vento, modelos físicos em escala, e posteriormente calibrados por meio de parâmetros reais. Entretanto, é possível produzir resultados satisfatórios com a utilização de modelagem numérica e de modelos previamente utilizados de embarcações com características semelhantes [12].

As características geográficas dependem da coleta de dados topográficos, batimétricos e hidráulicos do local de análise e são muito importantes pois influem diretamente na resposta hidrodinâmica das embarcações [12].

A alternativa “*fast-time*” pode ser suficiente para manobras consideradas mais simples, sem muitas curvas, em trechos praticamente retilíneos. São necessárias várias manobras em cada situação considerada, com os parâmetros de resposta dos operadores variando dentro de certo intervalo, que permitam uma análise estatística dos dados e garantam validade significativa aos resultados. No entanto, por mais simples que seja o projeto de um Canal, a manobra de atracação não é trivial quando se está muito perto do cais, ou ainda quando se faz curvas na bacia de evolução. Logo, a dispensa de uma simulação “*real-time*” deve ser adotada com extrema cautela [12].

A alternativa “*real-time*” é a mais completa e próxima da realidade. O grau de sofisticação de um simulador “*real-time*” varia muito indo desde um monitor ou projetor e alguns controles apenas até simulação em 360° e todos os controles disponíveis numa situação real (“*Full-Mission Bridge*”). Estes simuladores de passagem são utilizados inclusive para treinamento de profissionais da navegação em formação. A simulação mais avançada é indicada para definição última das dimensões horizontais do Canal e posicionamento de auxílios à navegação. Sem dúvida, sua operação deve ser realizada por profissionais experientes do ramo e conhecedores do local, os práticos e mestres de rebocador, afim de se ter uma opinião realmente embasada e experiente. Somente a participação destes na simulação “*real-time*” confere a devida garantia de inserção dos fatores humanos e margens de erro [12].

2.3 Metodologia adotada

A metodologia aqui adotada é a Verificação Determinística, em termos conceituais devido à natureza dos dados disponíveis e a disponibilidade de recursos, proposta pela PIANC. Segundo ela, as dimensões do canal serão determinadas baseado em cálculos onde os dados físicos que temos em posse entrarão como variáveis. Os resultados permitirão analisar se é possível que a embarcação tipo estudada navegue de maneira segura pelo Canal. O autor não dispunha de recursos suficientes para custear uma simulação “*fast-time*” e portanto não a pode realizar.

3 I ESTUDO DE CASO - CONFIGURAÇÃO MARÍTIMA DO PORTO DE PARANAGUÁ

3.1 Características gerais

O Canal da Galheta, que dá acesso ao Porto de Paranaguá e é objeto de estudo deste Trabalho, está situado no Estado do Paraná, no município de Paranaguá. O Porto de Paranaguá movimentou 41,9 milhões de toneladas em 2013, o que representa 4,5% do total movimentado nos portos do país. A mencionada movimentação significa um incremento de 3,6% em relação a 2012 [4]. A projeção de demanda para o ano de 2030 quantifica a movimentação total em quase 81 milhões de toneladas, um incremento de quase 100% sobre a movimentação atual [16].

A movimentação do Porto é principalmente de produtos agrícolas e itens correlatos, na modalidade de longo curso. Em ordem decrescente temos a soja (19,2%), fertilizantes e adubos (19,1%), farelo de soja (13,1%), açúcar (12,7%) e milho (10,9%) [4]. Apesar dessa divisão de mercado, os investimentos que estão sendo realizados em portos do Arco Norte poderão tornar essa movimentação de produtos agrícolas por Paranaguá menos interessante aos produtores da região centro-oeste e norte. Estima-se que o percentual, baseado em toneladas para o ano de 2030, correspondente ao grão de soja passe a ser de 15%. O contêiner, por sua vez, passará por uma expansão de 4,8% ao ano e será a carga mais representativa na divisão com 20% do total, totalizando 16 milhões de toneladas [16].

3.1.1 Canal de acesso

Conforme há um aumento da movimentação em tonelagem de mercadorias, há uma tendência do aumento de atracções nos berços e de trânsitos de embarcações pelo Canal de Acesso ao Porto. No ano de 2012 foram realizadas 2.525 atracções no Porto e, estima-se que sejam realizadas 5.873 em 2030. A capacidade de tráfego do Canal da Galheta foi estimada em mais de 10.000 atracções por ano, o que dispensa a análise desse tipo no momento [16].

Se analisarmos as atracções em função do tipo de embarcação iremos encontrar uma predominância de carregadores de volume. Para a demanda projetada em 2030, considerando os 16 tipos de carga projetados no Plano Mestre de 2012, o Porto contará com 3.209 atracções de embarcações carregadores de volume e 2.664 atracções de embarcações carregadoras de peso. Apesar da predominância de contêineiros e PCCs no trânsito realizado pelo Canal da Galheta, não se pode menosprezar o trânsito de carregadores de peso [16]. O Canal da Galheta é subdividido pela Autoridade Portuária – APPA em três seções:

3.1.1.1 Seção Alfa

Trata-se da parte mais externa do Canal com extensão de 8.635 metros. Ele corta o banco da Galheta, o qual possui profundidade natural de cerca de 5 metros e largura por toda a sua extensão de 200 metros. É a única seção não abrigada. Fica entre as boias luminosas 1/2 e 9/10 e é praticamente retilínea, com apenas uma curvatura de raio muito elevado [16]. Possui profundidade de projeto de 15 metros [18].

A seção abriga o único trecho não considerado de dupla via ao longo de todo o Canal da Galheta, conforme pode ser observado na Norma de Tráfego Marítimo e Permanência nos Portos de Paranaguá e Antonina [2], em seu Capítulo 7 – PROCEDIMENTOS DE MANOBRAS, Item 7.1.4.

3.1.1.2 Seções Bravo 1 e 2

São as seções seguintes à Alfa. A seção Bravo 1 possui extensão de 6.075 metros e largura de 200 metros constantemente, com profundidade de projeto de 13,5 metros. Considera-se uma área semiabrigada. Fica entre as boias 9/10 e 15/16 e é completamente retilínea [16].

A seção Bravo 2 possui 14.471 metros de extensão e 150 metros de largura constantemente, com profundidade de projeto de 13,0 metros. Fica entre as boias 15/16 e 30/31 e possui três curvas, todas com raio \geq a 2.000 metros. Fica totalmente inserido em área abrigada [16]. Considerando primeira curva como a mais a jusante, segunda como a intermediária e terceira como a mais a montante, entre si, a primeira e a segunda curva possuem distância de 3.519 metros. A segunda e a terceira curvas, por sua vez, 1.241 metros [18].

3.1.2 Bacia de evolução

A totalidade da área situada em frente ao cais do Porto de Paranaguá consiste em sua bacia de evolução. Ela é dividida em três seções de largura que varia entre 450 e 550 metros [16]:

3.1.2.1 Seções Charlie 1 e 2

Situadas em frente ao cais público do Porto de Paranaguá. Possui profundidades que variam de 10,0 a 13,0 metros, com previsão de aprofundamento para 14,5 metros [16] [18]. Possui dimensão longitudinal de aproximadamente 2.750 metros e transversal de 603 metros [18].

3.1.2.2 Seção Charlie 3

Situado em frente aos píeres da Fospar, Cattalini e Píer Público. Possui profundidade de 12,0 metros com projeto para atingir 14,0 metros [16][18]. Possui dimensão longitudinal

de 2.200 metros e transversal de 343 metros [18].

3.1.3 Área de fundeio

O Porto de Paranaguá possui 12 áreas destinadas à fundeio com utilização ordenada pela Norma de Tráfego Marítimo e Permanência nos Portos de Paranaguá e Antonina [2]. O fundeadouro 1 não será abordado pois atende o Porto de Antonina e o Terminal de Ponta do Félix, fugindo do escopo deste trabalho.

As profundidades de cada área, obtidas a partir de consulta às Cartas Náuticas 1821 e 1822, disponibilizadas pela CHM (Centro de Hidrografia da Marinha) e DHN (Diretoria de Hidrografia e Navegação) [6][7], à Planta da Porto enviada pelo TCP [18] e ao PDZPO [1] permitiram a compilação da tabela abaixo:

Área de Fundeio	Dimensões (m)		Profundidade (m)
	Transversal	Longitudinal	
2	900	2.680	6 a 14
3	310	830	7 a 9
4	770	2.100	8 a 12
5	550	1.800	11 a 14
6	710	6.620	10 a 19
7	710	1.590	10 a 11
8	660	4.300	9 a 12
9	730	3.170	9 a 12
10	530	1.670	8 a 9
11	760	4.570	9 a 13
12	-	-	12 a 17

Tabela 1 – Dimensões Áreas de Fundeio

Fonte: Adaptado de [6]; [7]; [18]; [1].

3.2 CARACTERÍSTICAS AMBIENTAIS

3.2.1 Clima

Segundo a Secretaria da Agricultura e do Abastecimento do Estado do Paraná o regime climático do local baseado na classificação de Koppen, é do tipo Cfa. Essa classificação significa se tratar de clima subtropical; temperatura média no mês mais frio inferior a 18°C (mesotérmico) e temperatura média no mês mais quente acima de 22°C, com verões quentes, geadas pouco frequentes e tendência de concentração das chuvas nos meses de verão, contudo sem estação seca definida.

3.2.2 *Pluviometria*

Conforme já sugere a classificação de Koppen, a estação mais chuvosa é o verão, e a menos chuvosa o inverno, não havendo períodos secos. As maiores precipitações diárias, em torno de 100mm alcançando picos de 400mm, ocorrem no verão. A precipitação média mensal é de 200,5 mm [15].

Em relação a umidade do ar, Paranaguá apresenta médias mensais anuais em torno de 12.103 mB³. As maiores médias mensais ocorrem nos meses de junho, julho e agosto, já os mais baixos índices ocorrem nos meses de dezembro, janeiro e fevereiro [1].

3.2.3 *Ventos*

Os ventos na porção litorânea do estado do Paraná, o qual inclui Paranaguá, têm sua dinâmica definida, em sua ação sobre o ramo Atlântico da Massa Polar, pelo Anticiclone do Atlântico Sul e pelo Anticiclone Migratório Polar (BIGARELLA et al., 1978; apud, [1]).

Segundo dados fornecidos pelo TCP (Terminal de Contêineres de Paranaguá) [18], obtidos através de modelagem numérica aplicada a dados previamente coletados para previsão meteorológica podemos afirmar que a direção predominante dos ventos fica entre nordeste e lés-nordeste, com intensidade que não apresenta possibilidade nenhuma de ultrapassar 20m/s. Apenas 22% dos ventos registrados chegaram a 8m/s e menos de 3% chegaram a 12m/s.

3.2.4 *Ondas, Marés, Correntes, Densidade*

Levantamentos da altura da maré são realizados de forma contínua pela APPA por meio de dados obtidos em estações maregráficas automáticas operadas pela praticagem e instaladas na Galheta, no Porto de Paranaguá e no Terminal de Ponta do Félix. Por meio dessas estações, foi possível observar que a maré na região do Canal da Galheta é semidiurna com desigualdades diurnas [1].

A maré na região do Complexo Estuarino de Paranaguá (CEP) apresenta amplitude média de 2,2m e caráter predominantemente semidiurno dentro do complexo, embora ocorram desigualdades e efeitos não lineares [1].

O regime de ondas produzido a partir da coleta de dados aferidos por meio de um AWAC (*Acoustic Water and Current Profiler*) encomendado pelo TPC, permite afirmar que a direção predominante das ondas fica entre nordeste e lés-nordeste, com altura que não ultrapassa em nenhuma ocasião 5 metros. A coleta de dados realizada pelo TCP corrobora a afirmativa da APPA constante em sua Norma de Tráfego Marítimo. Essa coleta foi realizada em 8 estações distribuídas ao longo da região de estudo e extrapoladas matematicamente às demais. Menos de 4% das ondas ultrapassa a altura de 2,5 metros.

Segundo [1] por meio da publicação do PDZPO, e do fornecimento de dados por parte do TCP [18], é possível afirmar que as correntes no Canal não ultrapassam 2,6 nós

senão muito raramente.

3.2.5 *Condição Geotécnica do Solo e Assoreamento*

O fundo do Canal da Galheta é composto por 95% de grãos terrígenos sendo que a areia fina é a fração granulométrica média [3].

Em dois fluxos principais, externo e interno, se divide o fluxo sedimentar que se desloca ao longo do litoral paranaense. Tanto no setor externo quanto no interno as taxas de sedimentação variaram em torno de 20.000m³/mês [1].

3.3 **Embarcação tipo**

A projeção de demanda por atracação no Porto de Paranaguá, constante no Plano Mestre do Porto publicado em 2013, sugere a análise dos dois principais tipos de embarcações quanto ao tipo de carga transportada. O tipo carregador de volume será representado por um porta contêiner e o tipo carregador de peso por um graneleiro. Dessa forma todas as manobras pelo canal estarão devidamente avaliadas.

A partir de contato feito com o TCP, constatou-se que a embarcação carregadora de volume com as maiores dimensões que navega atualmente o canal (CV1) possui as dimensões constantes na tabela a seguir. Existe a pretensão para que em breve comece a navegar o Canal da Galheta até atracação no TCP embarcação com as características da CV2. Ainda, devido à movimentação em toneladas ser predominantemente realizada por embarcações do tipo carregadoras de peso, e estas possuem características que diferem significativamente em relação às carregadoras de volume, o graneleiro CP1 com as seguintes características foi escolhido por representar o de maiores dimensões a frequentar atualmente a configuração marítima. Por fim, um segundo graneleiro (CP2) será considerado, com dimensões maiores às máximas permitidas atualmente. As informações sobre embarcações carregadoras de peso foram obtidas a partir de contato com o prático Gustavo Martins [11].

	L_{oa} (m)	L_{pp} (m)	B (m)	T (m)	DWT (ton)	TEUs
CV1	332,2	318,0	48,2	12,5	123.843	10.595
CV2	368,0	352,0	51,0	14,5	152.300	13.806
CP1	225,0	215,0	32,2	13,1	61.400	-
CP2	245,0	233,0	43,0	14,3	82.000	-

Tabela 2 - Embarcações analisadas

Fonte: Elaboração própria

4 | CÁLCULOS E RESULTADOS

4.1 Dimensões verticais

4.1.1 Dimensão Vertical do Canal de Acesso

Afirmações obtidas por meio de contato com Gustavo Martins [11] sobre a manobra de atracação permitiram ao autor adotar faixa de velocidade da embarcação tipo inferior a 10 nós para o cálculo de embarcações graneleiras e entre 10 e 15 nós para porta contêineres.

As ondas estão no nível moderado já que durante a observação menos de 4% ultrapassaram 2m. A característica geotécnica do fundo do Canal é arenosa. Trata-se ainda de um Canal abrigado na seção Bravo 2, semiabrigado na seção Bravo 1 e externo na seção Alfa. Já que não encontramos estrutura alguma acima do Canal da Galheta, a análise do Calado Aéreo é dispensável.

Quanto às características (c) e (d) da tabela da PIANC. Inexiste especificação exata para a condição encontrada na seção Bravo 1 do Canal da Galheta, considerada semiabrigada. Para os valores a serem utilizados na multiplicação do calado das embarcações tipo avaliadas, a favor da segurança, foi utilizado o menor valor do intervalo proposto para a situação de Canal externo. Relacionados à condição geotécnica do fundo foi adotado um valor médio entre a situação abrigada e a externa para o valor de segurança adicional.

É necessário, ainda, adotar um valor para o fator (F_K), que será 0,76 tanto para CV1 quanto CV2. Adotou-se o menor valor já que o projeto conceitual já é conservador por natureza e a adoção de um valor maior traria resultados excessivamente conservadores. O ângulo de jogo (\varnothing_{WR}) adotado será de 2°.

As profundidades recomendadas para cada seção do Canal da Galheta são:

h_{CD} (m)	Seção		
	Alfa	Bravo 1	Bravo 2
CV1	17,39m	16,09m	15,04m
CV2	20,03m	18,53m	17,32m
CP1	17,53m	16,17m	14,81m
CP2	19,09m	17,61m	16,13m

Tabela 3 – Profundidade (h_{CD}) do Canal

Fonte: Elaboração própria

Pode-se afirmar, com base nos resultados obtidos, comparados com a profundidade atual encontrada, que a seção Alfa, Bravo 1 e Bravo 2 encontram-se em não conformidade.

4.1.2 Dimensão Vertical de Área de Fundeio

Recomenda-se a profundidade de 1,1 T na área de fundeio. Isso resulta nas seguintes profundidades, para cada embarcação tipo considerada:

	CV1	CV2	CP1	CP2
Profundidade (h_{CD}) m	13,75	15,95	14,41	15,73

Tabela 4 - Profundidade (h_{CD}) da Área de Fundeio

Fonte: Elaboração própria

O que permite afirmar que algumas das áreas de fundeio estão em conformidade com as embarcações analisadas e outras não. A análise está sintetizada completamente na tabela a seguir:

Área	CV1	CV2	CP1	CP2
2	SIM	NÃO	NÃO	NÃO
3	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
4	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
5	SIM	NÃO	NÃO	NÃO
6	SIM	SIM	SIM	SIM
7	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
8	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
9	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
10	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
11	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
12	SIM	SIM	SIM	SIM

Tabela 5 – Conformidade Vertical das Áreas de Fundeio

Fonte: Elaboração própria

4.1.3 Dimensão Vertical da Bacia de Evolução

A três Bacias de Evolução analisadas, Charlie 1, 2 e 3 devem ter a mesma profundidade do Canal de Acesso que as conduz, portanto, a profundidade da seção Bravo 2 do Canal da Galheta.

h_{CD} (m)	Profundidade	Conformidade
CV1	15,04	NÃO
CV2	17,32	NÃO
CP1	14,81	NÃO
CP2	16,13	NÃO

Tabela 6 – Profundidade (h_{CD}) das Bacias de Evolução e Conformidade

Fonte: Elaboração própria

É possível afirmar que nenhuma das Bacias de Evolução está em conformidade com as profundidades mínimas calculadas.

4.2 Dimensões horizontais

4.2.1 Dimensão Horizontal do Canal de Acesso

4.2.1.1 Largura do Canal de Acesso da Galheta

Inicialmente determina-se o valor da via de manobra básica (W_{BM}). A dimensão da via fica em função de sua boca (B). As embarcações CV1 e CV2 foram consideradas de manobrabilidade moderada e as embarcações CP1 e CP2 de manobrabilidade pobre. Isso resulta nos seguintes valores para W_{BM} :

W_{BM} (m)	Seção		
	Alfa	Bravo 1	Bravo 2
CV1	72,3	72,3	72,3
CV2	76,5	76,5	76,5
CP1	57,96	57,96	57,96
CP2	77,4	77,4	77,4

Tabela 7 – Via de Manobra Básica do Canal da Galheta

Fonte: Elaboração própria

Seguindo com os cálculos, em relação à velocidade da embarcação (V_g), foi aplicado o intervalo de 8 nós a 12 nós para as 4 embarcações analisadas e para todas as características aplicáveis, em virtude do relato prestado pelo prático Gustavo Martins [11].

Em relação aos ventos de través considerou-se adequado adotar a categoria suave. As correntes de través predominantes foram encaixadas na categoria baixa. Adotou-se o valor médio entre a situação externa e interna para a seção Bravo 1. As correntes longitudinais predominantes foram encaixadas na categoria moderado.

Quanto à altura das ondas na proa e popa, interpretou-se estar no nível moderado. Para a seção Bravo 1 foi considerado um valor de 0,2 bocas (B) em vista seu caráter transitório entre interno e externo.

Os auxílios à navegação foram considerados bons já que existe DGPS, linhas de guia iluminadas, boias iluminadas e casadas com refletores de radar no Canal. Eles não puderam ser considerados excelentes uma vez que não há VTMS.

A relação profundidade calado (h/T) no Canal é menor que 1,5 para todas as embarcações analisadas e o fundo foi encaixado na categoria liso e macio. As relações menores que 1,0 sugerem um toque no fundo. Elas só foram encontradas felizmente para embarcações que ainda não navegam o Canal. Ainda, as profundidades analisadas não levam em consideração a amplitude da maré, que pode gerar janelas de navegação possíveis. Para a região Bravo 1 foi considerado um fator multiplicador de 0,3 bocas, valor médio entre a situação interna e externa.

Nenhuma das embarcações analisadas carrega cargas de alta periculosidade, o que dispensou a análise do último item.

Adiante, foi avaliada a distância às margens vermelha (W_{BR}) e verde (W_{BG}). Os bordos do Canal foram considerados medianamente inclinados dado a razão 1:4.

Nas seções Bravo 1 e 2, de dupla via, é importante considerar o termo distância de cruzamento (W_p). Para a seção semiabrigada Bravo 1 adotou-se o fator multiplicador 1,5, valor médio entre o proposto para a situação interna e externa.

A dimensão adicional devido à amplitude de maré muito elevada não se aplica às condições do Canal da Galheta.

As larguras resultantes para as seções do Canal da Galheta estão contidas na tabela a seguir:

W (m)	Seção		
	Alfa	Bravo 1	Bravo 2
CV1	171,11	349,46	351,86
CV2	181,05	390,16	372,32
CP1	123,97	262,44	254,38

Tabela 8 - Larguras Resultantes para o Canal da Galheta

Fonte: Elaboração própria

Dado os resultados, é possível afirmar que a seção Alfa encontra-se adequada para o trânsito das embarcações avaliadas e as seções Bravo 1 e Bravo 2 encontram-se inadequadas.

4.2.1.2 Curvas e Alinhamento do Canal de Acesso

As três curvas existentes na seção Bravo 2 estão voltadas para a mesma direção e, portanto, demandam distância entre si de ao menos 3 comprimentos totais (L_{oa}) da embarcação considerada. A tabela a seguir fornece os valores resultantes.

	Comprimento mínimo da seção reta (m)
CV1	996,6
CV2	1104,0
CP1	675,0
CP2	735,0

Tabela 9 – Comprimento Mínimo da Seção Reta entre Curvas do Canal da Galheta

Fonte: Elaboração própria

As duas seções retas que distanciam as três curvas existentes na seção Bravo 2 estão adequadas.

O raio de curva mínimo adequado às embarcações CV1 e CV2 é de 7 comprimentos totais (L_{oa}) e às embarcações CP1 e CP2 de 6 comprimentos totais (L_{oa}). Portanto:

	Raio mínimo de curvas (m)
CV1	2325,4
CV2	2576,0
CP1	1350,0
CP2	1470,0

Tabela 10 – Raio Mínimo de Curvas do Canal da Galheta

Fonte: Elaboração própria

A fonte pesquisada não traz o raio exato das três curvas, somente que são maiores de 2.000 metros. Pode-se afirmar inequivocamente, portanto, que se encontram adequadas às embarcações CP1 e CP2.

4.2.2 Dimensão Horizontal da Área de Fundeio

A dimensão horizontal da Área de Fundeio se dá pela adição de seis dimensões. O primeiro termo da soma está em função da embarcação tipo, portanto, consulta inequívoca.

Todas as áreas de fundeio do Porto de Paranaguá, à exceção da número 12, foram consideradas de boa proteção. Como o tempo de estada para atracar é de caráter operacional e varia muito, adotou-se o valor médio do intervalo proposto na bibliografia,

3,5 profundidades em maré alta. O fundeadouro 12 é externo e foi considerado de piores condições. Adotou-se para ele o valor médio do intervalo proposto, de 6 profundidades na maré alta.

A margem de segurança adicional adotada foi de 25% do comprimento total.

As condições geotécnicas do solo foram consideradas boas para ancoragem sendo possível encaixar essa parcela na condição 0m.

A última parcela fica para todas as embarcações testadas em 10% de seu comprimento total.

Os resultados obtidos para a característica da embarcação (L_c) disponíveis na Tabela a seguir adotaram o valor mais profundo do intervalo apresentado na tabela “Dimensões Áreas de Fundeio” a favor da segurança. Também estão disponíveis as dimensões horizontais resultantes por embarcação e por Área de Fundeio.

AF	L_c (m)	DH (m)			
		CV1	CV2	CP1	CP2
2	49,0	497,47	545,80	352,75	382,75
3	31,5	479,97	528,30	335,25	365,25
4	42,0	490,47	538,80	345,75	375,75
5	49,0	497,47	545,80	352,75	385,75
6	66,5	514,97	563,30	370,25	400,25
7	38,5	486,97	535,30	342,25	372,25
8	42,0	490,47	538,80	345,75	375,75
9	42,0	490,47	538,80	345,75	375,75
10	31,5	479,97	528,30	335,25	365,25
11	45,5	493,97	542,30	349,25	379,25
12	102	550,47	598,80	405,75	435,75

Tabela 11 – Característica da Embarcação (L_c) para Área de Fundeio e Dimensão Horizontal Resultante

Fonte: Elaboração própria

Comparando os dados obtidos e apresentados na Tabela 11 com as dimensões atuais das Áreas de Fundeio disponíveis na Tabela 5 é possível afirmar que a conformidade é parcial, conforme sintetiza a tabela a seguir.

Área de Fundeio	Conformidade	
	Transversal	Longitudinal
2	CP1 – CP2	CV1 – CV2 – CP1 – CP2
3	NÃO	NÃO
4	CP1 – CP2	CV1 – CV2 – CP1 – CP2
5	NÃO	CV1 – CV2 – CP1 – CP2
6	NÃO	CV1 – CV2 – CP1 – CP2
7	CP1	CV1 – CV2 – CP1 – CP2
8	NÃO	CV1 – CV2 – CP1 – CP2
9	CP1	CV1 – CV2 – CP1 – CP2
10	NÃO	CV1 – CV2 – CP1 – CP2
11	CP1 – CP2	CV1 – CV2 – CP1 – CP2
12	-	-

Tabela 12 – Conformidade Áreas de Fundeio

Fonte: Elaboração própria

4.2.3 Dimensão Horizontal da Bacia de Evolução

O diâmetro nominal mínimo das Bacias de Evolução Charlie 1, 2 e 3 pode ser considerado $2L_{oa}$ já que não possuem nenhuma característica que demande cuidado especial e se trata de Porto dotado de rebocadores para auxílio nas manobras.

Portanto:

Embarcação	Diâmetro Nominal Mínimo das Bacias Charlie 1, 2 e 3 (m)
CV1	664,4
CV2	736,0
CP1	450,0
CP2	490,0

Tabela 13 – Diâmetro Nominal das Bacias de Evolução

Fonte: Elaboração própria

O que confere um caráter de conformidade parcial. As três Bacias estão adequadas na dimensão longitudinal, com larga folga. Já no quesito transversal, foi identificada desconformidade. As Bacias Charlie 1 e 2 possibilitam a evolução das embarcações CP1 e CP2 e não possibilitam a evolução das embarcações CV1 e CV2. A Bacia Charlie 3 não

possibilita a evolução de nenhuma das embarcações analisadas.

5 | CONCLUSÃO

5.1 Considerações finais

Os resultados obtidos durante o trabalho realizado permitem tecer alguns comentários referentes ao tema bem como sugerir futuras investigações.

Baseado em relatos de profissionais da área marítima e portuária, os quais o autor teve intenso contato durante o desenvolvimento do trabalho, bem como em pesquisas acadêmicas prévias vivenciadas durante sua trajetória acadêmica de pesquisa, se pode constatar que a grande carência de investimentos que acometeu o setor durante muitos anos repercute atualmente. Levantamentos simples de dados ambientais são por vezes inexistentes em muitos portos do país e a imprescindibilidade destes para o desenvolvimento de estudos impede conseqüentemente a adoção de configurações marítimas mais seguras e eficientes. Além de dados, faltam especialistas e centros de pesquisa capazes de processá-los.

A realidade de Paranaguá em nível conceitual de projeto se mostrou pouquíssimas vezes adequada até mesmo para a situação atual e principalmente não conforme com as pretensões futuras dos operadores do local. Deve-se considerar, certamente, que uma análise em nível conceitual é conservadora por natureza e a continuidade do estudo certamente credenciaria as manobras realizadas para as embarcações CV1 e CP1, uma vez que elas já ocorrem e não há registro de incidentes até o momento. Contudo, o presente estudo fica como indicativo claro da perícia dos envolvidos nas manobras no Canal da Galheta, práticos e mestres de rebocador, já que os valores excedem significativamente o recomendado pela diretriz utilizada e mais respeitada atualmente no mundo.

5.2 Recomendações

O autor corrobora as recomendações da diretriz utilizada para a realização deste trabalho, diretriz PIANC, com as seguintes considerações.

A escolha das embarcações tipo neste trabalho se deu a partir de consultas feitas a profissionais da área portuária, mais especificamente do Terminal de Contêineres de Paranaguá, e marítima, prático Gustavo Martins. No entanto, uma análise completa da situação econômica dotada de projeção de demanda aquaviária, consulta a outros operadores poderia sugerir a necessidade de analisar um número maior de possibilidades, incluindo casos mais específicos. O aprofundamento do processo determinístico é, portanto, recomendada, já que é exatamente o que se espera da fase de projeto conceitual.

Na sequência, utilizar dos novos cálculos determinísticos bem como os realizados por este trabalho e realizar simulações “*fast-time*”, de modo a reduzir o número de possibilidades antes de prosseguir para o nível detalhado de projeto.

Por fim, passar a fase detalhada de projeto, a qual é dotada de análises completas de cada aspecto interveniente na utilização de dada configuração marítima. Dar sequência a esse detalhamento com simulações “*real-time*” de forma a agregar experiência prática ao trabalho de mesa de projeto. Dessa forma, será atingido não só o principal objetivo de uma configuração marítima, que é a navegação segura das embarcações, como também a melhor alternativa do ponto de vista econômico, comercial, ambiental, social e humano.

Baseado nos resultados até aqui obtidos, ficariam recomendados o aprofundamento e alargamento do Canal de Acesso, ampliação da dimensão transversal das Bacias de Evolução e Área de Fundeio, bem como suas profundidades. Apesar do grande número de intervenções propostas, cabem colocações peculiares.

No caso específico da Área de Fundeio, o aumento da profundidade poderia ser discutido em termos operacionais já que uma atracação direta pode ocorrer, caso haja o devido planejamento. Frente ao parâmetro horizontal, a checagem pressupôs embarcações que largaram somente uma âncora a frente e, portanto, podem girar ao seu redor, o que demanda uma multiplicação da distância obtida por dois. As áreas da configuração marítima estudada possuem, em sua grande maioria, caráter retangular e dimensões generosas no parâmetro longitudinal. Caso fosse necessária uma economia de recursos, poderia se buscar uma alternativa operacional para resolver a não conformidade, tal como a utilização de uma âncora de proa e outra de popa.

O píer 217, o qual se encontra mais a jusante do Porto e próximo ao Canal do Surdinho, poderia ter manobras que a ele se destinam facilitadas sobremaneira se executada a derrocagem das Pedras do Surdinho e Palangana. Além dessa obra resultar numa maior margem de segurança às manobras, ela traria inclusive um aumento da capacidade do próprio Canal de Acesso, ficando como uma ação recomendada.

REFERÊNCIAS

[1] ADMINISTRAÇÃO DOS PORTOS DE PARANAGUÁ E ANTONINA - APPA. **Plano de desenvolvimento e zoneamento – PDZPO do Porto de Paranaguá**: relatório final. Florianópolis: LabTrans/UFSC, 2012.

[2] ADMINISTRAÇÃO DOS PORTOS DE PARANAGUÁ E ANTONINA – APPA. **Norma de tráfego marítimo e permanência nos portos de Paranaguá e Antonina**. Paranaguá: APPA, 2012.

[3] ARAÚJO, Alfredo Duarte de. **Dinâmica sedimentar e evolução paleogeográfica do Saco do Limoeiro na Ilha do Mel, e sua relação com o canal de acesso ao Porto de Paranaguá**. 2001. 73 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2001. Disponível em: <https://acervodigital.ufpr.br/handle/1884/48731>. Acesso em: 21 out. 2014.

[4] BRASIL. Antaq. Agência Nacional de Transportes Aquaviários. **Anuário estatístico Aquaviário**. Brasília: Antaq, 2013. Disponível em: <http://web.antaq.gov.br/portaltv3/Anuarios/Anuario2013/index.htm>. Acesso em: 10 set. 2014.

[5] BRASIL. Antaq. Agência Nacional de Transportes Aquaviários. **Boletim anual de movimentação de cargas**: análise da movimentação de cargas nos portos organizados e terminais de uso privativo. Brasília: Antaq, 2014. Disponível em: <http://web.antaq.gov.br/portaltv3/Anuarios/Anuario2013/Tabelas/AnaliseMovimentacaoPortuaria.pdf>. Acesso em: 10 set. 2014.

[6] BRASIL. Centro de Hidrografia da Marinha. Diretoria de Hidrografia da Marinha. **Carta Nautica 1821**: Barra de Paranaguá. Niterói: Centro de Hidrografia da Marinha, 2014. Disponível em: <https://www.marinha.mil.br/chm/dados-do-segnav-cartas-raster/barra-de-paranagua>. Acesso em: 15 set. 2014.

[7] BRASIL. Centro de Hidrografia da Marinha. Diretoria de Hidrografia da Marinha. **Carta Nautica 1822**: Portos de Paranaguá e Antonina. Niterói: Centro de Hidrografia da Marinha, 2014. Disponível em: <https://www.marinha.mil.br/chm/dados-do-segnav-cartas-raster/portos-de-paranagua-e-antonina>. Acesso em: 15 set. 2014.

[8] FAUSTO, Boris. **História do Brasil**. 2. ed. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 1994.

[9] FLEURY, Paulo Fernando et al. **Logística empresarial**: a perspectiva brasileira. São Paulo: Atlas, 2000.

[10] INTERNATIONAL MARITIME ORGANIZATION. **The Origins of IMO**. London: IMO, 2012. Disponível em: <https://www.imo.org/en/About/HistoryOfIMO/Pages/Default.aspx>. Acesso em: 05 set. 2014.

[11] MARTINS, Gustavo. **Área de fundeio**: velocidade de atracação. [mensagem pessoal] Mensagem recebida por: <samshflp@gmail.com>. em: 18 out. 2014.

[12] PERMANENT INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESSES. **Harbour Approach Channels – Design Guidelines**. Bruxelles: PIANC, 2014. Disponível em: <https://files.pca-cpa.org/pcadocs/ua-ru/04.%20UA%20Rejoinder%20Memorial/01.%20Exhibits/UA-88.pdf>. Acesso em: 08 ago. 2014.

[13] SANTOS, Sílvio dos. **Aspectos da navegação interior**. Florianópolis: Labtrans/UFSC, 2014. 413p.

[14] SCHENK, Siegberto. **Gestão e análise de risco**. São Paulo: Praticagem Zp-14, 2014. 99 slides, color.

[15] SECRETARIA DE PORTOS DA PRESIDÊNCIA DA REPÚBLICA – SEP/PR. Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias. **Estudo de sedimentação no canal de acesso ao porto de Paranaguá - PR**. Rio de Janeiro: NPH / SEP, 2014. 44 p. Disponível em: <http://canaldoservidor.infraestrutura.gov.br/images/arquivos-rdc-portos/rdc-05-2014/RelINPH072014SedimentaoParanagu.pdf>. Acesso em: 15 de set. 2014.

[16] SECRETARIA DE PORTOS DA PRESIDÊNCIA DA REPÚBLICA – SEP/PR. **Plano mestre**: porto de Paranaguá. Florianópolis: LabTrans/UFSC, 2013.

[17] TANNURI, Eduardo A. **Modelagem matemática de manobras e validação de simuladores**. São Paulo: TPN-USP, 2014. 43 slides, color.

[18] TERMINAL DE CONTÊINERES DE PARANAGUÁ. **Dados**. [mensagem pessoal] Mensagem recebida por: samshflp@gmail.com. Acesso em: 18 ago. 2014.

[19] UNITED NATIONS. **United Nations Conference on Trade and Development - review of maritime transport**. New York and Geneva: United Nations Publication, 2013. Disponível em: http://unctad.org/en/publicationslibrary/rmt2013_en.pdf. Acesso em: 25 de ago. 2014.

[20] WORLD ECONOMIC FORUM. **The global competitiveness report 2013 - 2014**. Geneva: World Economic Forum, 2013. Disponível em: http://www3.weforum.org/docs/WEF_GlobalCompetitivenessReport_2013-14.pdf. Acesso em: 10 de out. 2014.

OS PROCESSOS ENVOLVIDOS NA CONCEPÇÃO E EXECUÇÃO DE UM BARRACÃO PRÉ-MOLDADO DE CONCRETO ARMADO PARA ARMAZENAMENTO DE FERTILIZANTES

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 05/12/2020

Vanessa da Silva das Flores Maltezo

Engenheira Civil

Jaciara – MT

<http://lattes.cnpq.br/5746341982349979>

Wallysson Machado Dias

Engenheiro Civil

Rondonópolis – MT

<http://lattes.cnpq.br/3643004953339095>

RESUMO: Este trabalho trata-se de uma investigação e análise na busca por compreender como se dá os processos envolvidos na concepção e execução de um barracão pré-moldado de concreto armado para armazenamento de fertilizantes, desenvolvido por uma empresa sediada na cidade de Jaciara, atuando nos estados de Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Rondônia, Pará e Goiás. Nesse caso, ressaltam-se algumas reflexões a respeito dos resultados dessas ações, em epígrafe sobre as contribuições e dificuldades concebidas durante a pesquisa, além da análise das influências dessas atividades na formação do futuro profissional. A presente pesquisa enfocou como fonte de dados os documentos e fotos de obras concernentes aos anos de 2018 e 2019 desenvolvidos pela Construtora, o tratamento de dados, consistiu em uma análise criteriosa dos materiais e informações obtidas no estudo, evidenciando principalmente

algumas ações desenvolvidas pela empresa, buscando compreender seus significados de modo a caracterizá-los segundo o objeto desse trabalho e frente à perspectiva de estudo de caso estudada. Em alusão aos dimensionamentos estruturais dos pré-moldados e o emprego de concreto de máxima qualidade, pode-se afirmar que se trata de uma série de fatores que resultam qualidade ao empreendimento partindo sequencialmente da: concepção, planejamento, dimensionamento, orçamento, fabricação e execução. Em virtude disso, recomenda-se a incessante busca por conhecimento das mais diversas formas, sempre apoiados nas normas técnicas para que se possa desenvolver os melhores projetos e garantir que as obras sejam executadas com extrema qualidade.

PALAVRAS-CHAVE: Engenharia Civil. Fabricação. Ambientes agressivos.

THE PROCESSES INVOLVED IN THE DESIGN AND EXECUTION OF A PREMOLDED CONCRETE TENT FOR STORAGE OF FERTILIZERS

ABSTRACT: This work is an investigation and analysis in the search to understand how the processes involved in the conception and execution of a precast reinforced concrete shed for the storage of fertilizers, developed by a company based in the city of Jaciara, operating in the states of Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Rondônia, Pará and Goiás. In this case, some reflections on the results of these actions are highlighted, in particular on the contributions and difficulties conceived during the research, in addition to the analysis of the influences of these

activities in the formation of the professional future. The present research focused as a data source the documents and photos of works concerning the years 2018 and 2019 developed by Construtora, the data treatment, consisted of a careful analysis of the materials and information obtained in the study, showing mainly some actions developed by the company, seeking to understand their meanings in order to characterize them according to the object of this work and facing the studied case study perspective. In reference to the structural dimensioning of precast and the use of maximum quality concrete, it can be said that this is a series of factors that result in quality to the enterprise, starting from: design, planning, dimensioning, budgeting, manufacturing and execution. As a result, it is recommended the relentless search for knowledge in the most diverse ways, always supported by technical standards so that the best projects can be developed and that the works are executed with extreme quality.

KEYWORDS: Civil Engineering. Manufacturing. Aggressive environments.

1 | INTRODUÇÃO

Através de registros históricos, ainda na Roma antiga, é possível comprovar a existência da utilização de um procedimento primitivo à do concreto pré-moldado. Nos famosos aquedutos romanos podemos ver o concreto sendo empregado, bem como seu uso em túneis e canos. Com isso, buscando-se aumentar a eficiência na construção civil, surgiram os pré-moldados de concreto armado, que se tornaram parte de um novo processo construtivo que tem ganhado seu espaço de forma muito rápida em nosso meio, esse tipo de edificação traz, eficiência, segurança e rapidez na execução das obras, bem como, excelentes condições de trabalho que por muitas vezes beneficiam os projetos no que tange o quesito sustentabilidade.

É notório como várias atividades relacionadas à engenharia civil estão usando tecnologias tornando os processos cada vez mais industrializados e automatizados, como é o caso do concreto usinado, fortemente usado nas peças pré-moldadas. No Mato Grosso sobressaem a construção de barracões para armazenamento de adubo e fertilizantes, pois, se trata de um estado fortemente dominado pela produção agrícola.

Segundo EL DEBS (2002, p.56), objetivando as alternativas que fossem práticas e gerassem maior rapidez nas obras, modernizando todo o contexto dos processos construtivos que existiam, tivemos o começo do pré-moldado. Consequentemente, vimos que, nos últimos anos esse ramo tem aumentado seu potencial com significativo aclave, sendo um dos setores que teve maior crescimento na área.

Este estudo tem como objetivo investigar e analisar como se dá os processos envolvidos na concepção e execução de um barracão pré-moldado de concreto armado para armazenamento de fertilizantes, desenvolvido por uma empresa sediada na cidade de Jaciara, atuando nos estados de Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Rondônia, Pará e Goiás. Nesse caso, ressaltam-se as reflexões a respeito dos resultados dessas ações,

em epígrafe sobre as contribuições e dificuldades concebidas durante a pesquisa, além da análise das influências dessas práticas na formação do futuro profissional. Esta pesquisa se faz importante, pois, pouco se fala a respeito do assunto, sendo que, a agricultura comercial é praticada em larga escala na região Centro-Oeste o que demanda grande conhecimento nos dimensionamentos dessas edificações.

21 OS SISTEMAS DE ESTRUTURAS PRÉ MOLDADAS EM CONCRETO ARMADO

A técnica de construção onde parte ou toda a obra é formada distante do seu lugar de uso final é conhecida como pré-moldagem, “Frequentemente, a pré-moldagem é relacionada a outros dois termos: a pré-fabricação e a industrialização da construção” (EL DEBS, 2002, p. 5). As estruturas pré-moldadas são o futuro da construção civil, visto que, a cada dia cresce a procura por obras rápidas, seguras e que gerem menos resíduos sólidos provenientes das edificações.

Inúmeros acadêmicos do curso de engenharia civil das mais diversas instituições sendo elas públicas ou privadas se questionam, quanto e ao que, deve ser considerado para a projeção e execução de uma estrutura pré-moldada de concreto armado, a começar pelo custo e dimensionamento estrutural. No que diz respeito a isso podemos salientar que na perspectiva de ACKER (2002, p. 11), “os projetistas devem, desde o início do projeto, considerar as possibilidades, as restrições e as vantagens do concreto pré-moldado, seu detalhamento, produção, transporte, montagem e os estados limites em serviço antes de finalizar um projeto de uma estrutura pré-moldada”.

Evidenciamos que as construções pré-moldadas além de serem estruturalmente melhores e executadas em menor tempo, possibilitam menor desperdício, uma vez que, não são usados os materiais que geralmente são vistos nos canteiros das obras executadas in loco, no processo da pré-moldagem, usam-se formas para fazer as estruturas que futuramente serão levadas até o local de destinação final.

De acordo com (SENDEN, 2015) temos:

A utilização da pré-fabricação permite organização das etapas de construção, ocasionando velocidade na execução, sendo assim, a execução da obra ocorre com mão de obra reduzida, por ser um material produzido fora de seu local de destino, a pré-fabricação apresenta menor quantidade de desperdício, visto que não necessita de grande quantidade de material estocado no canteiro.

El Debs (2002, p. 27) diz que:

As vantagens da pré-moldagem, ou seja, as características que favorecem sua utilização são aquelas relacionadas à execução de parte da estrutura fora do local de utilização definitivo, como consequência das facilidades da produção dos elementos e da eliminação ou da redução do cimbramento.

Corriqueiramente se pode observar nas obras que estão sendo feitas de forma tradicional o emprego de muitas escoras de madeira na concretagem local. Se tratando da pré- moldagem isso não acontece, pois, as formas são usadas e reusadas na execução da próxima peça, isso faz com que se reduza de forma drástica a geração de resíduos sólidos, mais tarde depois da desmoldagem e após atingirem seu ponto de cura as unidades são levadas para obra. Os encarregados pela produção dos pré-moldados precisam sempre ter em mãos, manuais técnicos que lhes permitam verificar os procedimentos e especificações necessários para garantir o melhor controle de qualidade. Quanto a produção de elementos pré-moldados podemos destacar os seguintes procedimentos e especificações exigidos pela (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p.13):

- a. Formas, montagem, desmontagem, limpeza e cuidados;
- b. Armadura, diâmetro dos pinos para dobramentos de barras, manuseio, transporte, armazenamento, estado superficial, limpeza e cuidados;
- c. Concreto, dosagem, amassamento, consistência, descarga da betoneira, transporte, lançamento e adensamento.

3 I ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE UM BARRACÃO

A função da estrutura é fornecer um caminho seguro para as cargas da superfície passarem para a infraestrutura, para tanto é preciso: planejar, projetar, construir (BORGES, 1996). Existem diversas etapas a serem seguidas no dimensionamento de um barracão, precisamos nos atentar aos fatores que geram cargas a estrutura, como, a ação do vento e peso próprio da edificação. Temos como componentes de uma estrutura elementos lineares, bidimensionais e tridimensionais respectivamente a saber, vigas e os pilares, as lajes, e os blocos de estacas das fundações.

4 I CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (CAD) VOLTADO PARA AMBIENTES AGRESSIVOS

Segundo BARATA (1998, p.28) o conceito de concreto de alto desempenho, atualmente, é atribuído as misturas de concreto com excelentes propriedades relacionadas à trabalhabilidade, resistência, estabilidade dimensional e, principalmente, à durabilidade.

Esse tipo de concreto surgiu pois, viu-se a necessidade de construir edificações que suportassem a agressividade extrema de alguns ambientes, então se explorou o alcance de elevada resistência mecânica, dando assim o suporte necessário para que os agentes agressivos não penetrassem na estrutura, que por sua vez se tornou mais densa devido a todos os fatores mencionados antes. Existem tipos de obras das mais diversas finalidades as quais esse tipo de concreto é emprego. Com relação a isso (HELENE, 2002) enfatiza que:

É o mais indicado para obras industriais sob a ação de agentes agressivos como plataformas marítimas, tanques, reservatórios, obras enterradas, pisos sob ação de rejeitos nucleares, pavimentos de rodovias, reparos e recuperação de estruturas, vertedouros e dissipadores de barragem, entre outros tipos de construções, pois, diminui a necessidade de jaquetas metálicas, tornando-se assim uma solução segura e elegante e eliminando o duplo confinamento.

É sabido que quanto menor for o volume de vazios maior será a resistência, gerando por sua vez um aumento no módulo de deformação, acarretando maior durabilidade. Contudo é indispensável uma série de cuidados desde seu dimensionamento até as precauções com o processo de cura do mesmo, também é preciso ter cautela com o transporte.

No mercado atualmente podemos facilmente encontrar concretos com resistência a compressão de 125Mpa sendo aplicados em pilares de edificações maiores, podemos colocar em evidência que o uso de aditivos químicos gerou novas possibilidades no que se remete a baixa relação entre os fatores a/c , devemos mencionar também que o emprego de alguns materiais como a sílica ativa, sílica da casca de arroz, cinza volante, escória de alto-forno, cinza de casca de arroz, metacaulinita e o pó de calcário contribuiu muito para essa conquista.

5 I ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA DEPÓSITO DE FERTILIZANTES

Comumente presentes na área da indústria, o gás carbônico, os íons sulfato e os íons cloreto são as principais fontes causadoras de demonstrações agressivas geradas as estruturas de concreto armado, por esse motivo necessitamos de atenção especial em relação as estruturas de concreto expostas a esse severo ambiente, que é o caso dos barracões para armazenamento de fertilizantes, visto que, vários fatores podem contribuir para o desenvolvimento de danos nesse tipo de edificação. Com relação a isso Andrade e Rüsç enfatizam que:

Os sulfatos ao penetrarem através do concreto de cobrimento podem provocar em primeiro lugar uma certa expansão ao formarem os trissulfoaluminatos de cálcio. A fissuração superficial do concreto acarreta um aumento da permeabilidade e uma menor proteção da armadura que poderá corroer-se não só por uma despassivação do tipo produzida por cloretos, mas pelo efeito sinérgico de deterioração simultânea produzida no concreto de cobrimento (ANDRADE, 1992, p.76)

Para haver a corrosão deve existir um eletrólito, uma diferença de potencial, oxigênio e podem ter presença de agentes agressivos do tipo íons cloreto. Podemos concluir que a expansão causada pelo sulfato provoca fissuração do concreto, aumentando sua permeabilidade e facilitando a penetração de agentes agressivos como os cloretos e sulfatos. (RÜSCH, 1975, p. 14)

Considerando que qualquer estrutura de concreto, seja qual for o tipo de ambiente

é passível de sofrer algum tipo de deterioração, temos que, quanto maior for a intensidade dos agentes agressivos presentes no meio, mais intenso e rápido se torna todo esse processo de degradação. Analisando o concreto armado em meios agressivos sulfatados, KHAN e AL- TAYYIB (1990, p.23), chegaram a resultados de que o concreto sofre imensa deterioração e sua armadura sofre intensa corrosão.

Por possuir especialmente um relevo favorável Mato Grosso é um estado fortemente dominado pela produção agrícola, como podemos constatar em sites como o do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), onde, frequentemente são divulgados dados acerca de pesquisas da produção agrícola no país. Com toda essa produtividade as fazendas precisam de locais apropriados para armazenagem de fertilizantes tão necessários para o bom desenvolvimento de suas plantações, e essa é uma demanda que vem crescendo a cada dia, sendo notório as previsões a respeito do aumento da busca por fertilizantes.

De acordo com Parisi (2019) temos:

“Estudos como os divulgados pela Freedonia Group apontam que a demanda por fertilizantes no Brasil deve crescer 3,2% ao ano e alcançar 18,6 milhões de toneladas em 2022. No mundo, o quadro também é positivo, visto que há a perspectiva de um aumento de 1,4% no período, atingindo 212,1 milhões em três anos”.

Com o aumento da busca por fertilizantes e da produção agrícola, enxerga-se a necessidade de profissionais que dominem o assunto acerca da fabricação e execução de barracões para o armazenamento desses itens, no topo dos profissionais necessários encontra-se o engenheiro civil que vai dimensionar corretamente cada parte da estrutura da fabricação a execução de cada etapa da obra, garantindo extrema qualidade e segurança em todo o processo realizado.

6 | A HISTÓRIA DA CONSTRUTORA CELEIRO

Criada em 1989 pelo sócio fundador Erasmo José Schneider (1962-2020), formado em Engenharia Civil pela UFSM no ano de 1985, com experiências profissional, pela Shell Brasil no RJ como assessor de vendas e pela Metalúrgica Modelar em Ijuí-RS como projetista.

Em mais de 30 anos de existência acumulou grande experiência em projetos, obras e serviços voltados à Construção Civil. Recebeu este nome em referência à região Centro-Oeste, que se imaginava já naquela época que se tornaria o Celeiro do Brasil e do mundo. O agronegócio é o principal segmento de atuação com a construção de armazéns graneleiros, moegas, bases de silos, algodojeiras, fábricas de ração, entre outros. Contam também com a fabricação própria de estruturas metálicas, pré-moldados de concreto e concreto usinado, o que confere a empresa grande competitividade na construção de galpões, centros de distribuição, ginásios de esportes, salões comerciais, etc. Tem como centro de atuação o

sul de Mato Grosso, porém atendem todo o Brasil, com obras já executadas em diversos estados como MS, GO, RO, AC, PA, TO, SP, PR, BA e PE.

A Construtora Celeiro está sediada no município de Jaciara-MT, a 140 km de Cuiabá e a 70 km de Rondonópolis, numa área de 12.000 m², com 5.000 m² de área construída. Projetam e executam: armazéns graneleiros, bases para silos metálicos, bases para secadores, tulhas e pré-limpezas, moegas de recepção, túneis e poços de elevadores, bases para balança rodoviária, casas de máquinas, escritórios, galpões, casas e alojamentos, entre outros.

7 | MÉTODOS

A presente pesquisa enfocou como fonte de dados os documentos e fotos de obras concernentes aos anos de 2018 e 2019 desenvolvidos pela Construtora Celeiro. A primeira etapa da pesquisa foi constituída de levantamentos bibliográficos, visando um maior entendimento sobre o assunto em questão, buscando identificar as principais aplicações e características deste tipo de construção civil. Na segunda etapa do trabalho deu-se a coleta de dados acerca das obras que foram executadas pela Construtora Celeiro Ltda. no ano de 2018/2019. Na terceira etapa do trabalho aconteceu o estudo in loco na sala da engenharia, nos barracões onde são montadas as armaduras em aço e as formas pré-moldadas que são preenchidas com concreto usinado, tendo como propósito a obtenção de dados referentes a pesquisa.

O tratamento de dados, consistiu em uma análise criteriosa dos materiais e informações obtidas no estudo, evidenciando principalmente algumas ações desenvolvidas pela empresa, buscando compreender seus significados de modo a caracterizá-los segundo o objeto desse trabalho e frente à perspectiva estudada.

Tendo como pressuposto metodológico a abordagem do estudo de caso caracterizada por Yin (2001), onde o mesmo diz que “o estudo de caso é uma estratégia de pesquisa que compreende um método que abrange tudo em abordagens específicas de coletas e análise de dados”. Ressalta-se que este é um método de pesquisa que utiliza, geralmente, dados qualitativos, coletados a partir de eventos reais, com o objetivo de explicar, explorar ou descrever fenômenos atuais inseridos em seu próprio contexto (Branski, Franco e Lima, 2015).

Apesar das críticas acerca do estudo de caso, a metodologia vem ganhando atenção crescente: o interesse pelos métodos empíricos vem aumentando devido à necessidade de incorporar dados reais às pesquisas e, com isto, obter resultados mais efetivos (Ellram, 1996).

Yin (2009) menciona que “O estudo de caso é útil para investigar novos conceitos, bem como para verificar como são aplicados e utilizados na prática elementos de uma teoria”, ainda que se caracteriza por ser um estudo detalhado e exaustivo de poucos, ou

mesmo de um único objeto, fornecendo conhecimentos profundos (Eisenhardt, 1989; Yin, 2009).

Dentro do foco do estudo de caso, é possível destacar a relação que possui com a pesquisa experimental, que aproxima o pesquisador para que ele possa fazer descobertas e realizar as observações sobre a causa e efeito. Com relação a isso Fonseca enfatiza que:

A pesquisa experimental seleciona grupos de assuntos coincidentes, submetendo-os a tratamentos diferentes, verificando as variáveis estranhas e checando se as diferenças observadas nas respostas são estatisticamente significantes. [...] Os efeitos observados são relacionados com as variações nos estímulos, pois o propósito da pesquisa experimental é apreender as relações de causa e efeito ao eliminar explicações conflitantes das descobertas realizadas (FONSECA, 2002, p. 38).

Qualquer que seja o objetivo, as questões de pesquisa são o ponto de partida e ajudam o pesquisador a manter-se focado em seu objeto. No quadro 1 estão elencados os três objetivos básicos de pesquisa; as questões que suportam estes objetivos; e metodologias qualitativas que podem ser utilizadas para a coleta de dados (Ellram, 1996).

Objetivo	Questão	Metodologias qualitativas
Explorar	Como e Por que	Experimentos, Estudo de Caso, Observação Participativa
Explicar	Como e Por que	Experimentos, Estudo de Caso, Grounded Theory, Observação Participativa
Descrever	Quem, O que, Onde	Estudo de Caso, Experimentos, Grounded Theory, Observação Participativa

Quadro 1: Classificação do método de acordo com objetivo e questão de pesquisa

Fonte: Ellram (1996)

8 | RESULTADOS

Algumas fotos serão apresentadas abaixo caracterizando os processos envolvidos na concepção e execução de um barracão pré-moldado de concreto armado para armazenamento de fertilizantes, desenvolvido pela Construtora Celeiro Ltda.



Foto 1 – Usina de fabricação de concreto usinado

Autor: Vanessa Maltezo (2019)

A foto 1, foi possível obter conhecimento de várias estruturas presentes, a edificação se trata da usina de fabricação de concreto com controle de qualidade. Neste local, encontram-se os materiais a serem usados na fabricação do concreto e os maquinários (sala automatizada para controle da mistura, misturador e trator).



Foto 2 – Formas e Concretagem dos pré-moldados

Autor: Vanessa Maltezo (2019)

A foto 2, logo atrás da usina de fabricação do concreto, fica localizado a parte da concretagem, aqui são montadas as formas de acordo com as especificações de cada

projeto. Existem as bases fixas para o recebimento das formas, logo após a montagem é passado desmoldante, é colocado a ferragem e depois o concreto usinado ficando ali por cerca de 24h até sua desmoldagem, em seguida é desenformada e içada pelo guindaste sobre trilhos, sendo destinada ao local de cura até seu transporte ao destino final.

9 | DISCUSSÃO

Para fazer o correto dimensionamento de uma estrutura de concreto armado, é preciso saber os valores de algumas de suas características como, a resistência do concreto que será utilizado na estrutura, uma vez que a Resistência Característica do Concreto à Compressão (f_{ck}) é um dos principais dados utilizados para fins estruturais, também é vital realizar a análise do projeto arquitetônico da obra. No que se refere aos valores para cotação devemos salientar que o preço do metro cúbico de concreto varia conforme a resistência (f_{ck}), a consistência, o uso de adições, entre outros. Todos esses fatores são de extrema importância para construção de barracões de armazenamento de fertilizantes já que esse tipo de obra exige elevada qualidade em todas as etapas partindo dos componentes e execução.

Todo o processo envolvido na concepção e execução de um barracão pela empresa é altamente qualificado, a começar pelos profissionais envolvidos em todas as etapas. Como contribuições se pode elencar a total paciência e parceria entre os colaboradores da Celeiro em discutir e buscar o melhor caminho para realização de qualquer etapa da obra.

Salienta -se também que os clientes que ali contratam qualquer serviço podem estar seguros quanto a qualidade do concreto, uma vez que a mistura dos materiais é feita através de um processo rápido e prático, garantindo sempre a extrema qualidade e respeitando todas as normas para fabricação do mesmo, seguindo o critério do cliente com a resistência a compressão em MPa (Mega Pascal) requerido, onde, Pascal diz respeito à pressão exercida por uma força de 1 newton, uniformemente distribuída sobre uma superfície plana de 1 metro quadrado de área, perpendicular à direção da força, em suma podemos dizer que se trata de (força aplicada dividida pela área de aplicação), logo temos, o Mega Pascal (MPa) como sendo 1 milhão de Pascal, que para fins de dimensionamento usamos o seguinte valor 10,1972 Kg/cm², podemos destacar por exemplo, que um concreto com o F_{ck} 30 MPa tem uma resistência à compressão de 305,916 Kg/cm².

Esses procedimentos são muito importantes na hora de concretar, por exemplo o ensaio de consistência do concreto (Slump Test) determina a trabalhabilidade do concreto, com isso a execução fica mais eficiente, sendo que a trabalhabilidade é dimensionada conforme o tipo de peça a ser concretada e o local da obra.

Quanto as dificuldades concebidas durante esta obra é possível dizer que se remetem ao pouco que se é aprendido em sala de aula, uma vez que a prática exige um conhecimento ao qual nem sempre o profissional adquiriu durante os anos de academia.

Contudo, é possível através de um bom processo de estágio atingir certo grau de conhecimento se procurar moderadamente pelos profissionais que possam te passar suas vivências e experiências com as obras já realizadas.

10 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no que foi apresentado a respeito dos processos envolvidos na concepção e execução de um barracão pré-moldado de concreto armado para armazenamento de fertilizantes, ficou constatado, através da seguinte pesquisa que existe um aumento na procura por fabricação de barracões para armazenamento de fertilizantes, uma vez que, é notório o crescimento agrícola em especial na região centro-oeste. No que se remete a importância deste tipo de obra para o ramo da engenharia civil, podemos destacar que se trata de um nicho de mercado que carece cada vez mais de profissionais qualificados para o desenvolvimento e execução desse tipo de edificação. No tocante ao aprendizado assimilado ao longo destes levantamentos, acerca de como construir um armazém para fertilizantes, elencaram-se quais os cuidados mínimos na concepção de um projeto de estrutura para depósito de fertilizantes como, saber as diversas informações contidas no projeto da obra, dentre elas, a tensão resistente a compressão e consistência do concreto, os tipos de aditivos utilizados para a fabricação do concreto, entre outros. Visto que esse grupo de construção apresenta ambiente considerado agressivo, tendo como função, evitar algum tipo de dano futuro por mal dimensionamento, vê-se necessário o acompanhamento e o rigoroso controle de qualidade já previsto em projeto. Em alusão aos dimensionamentos estruturais de pré-moldados e o emprego de concreto de máxima qualidade, podemos afirmar que se trata de uma série de fatores que geram qualidade ao empreendimento partindo sequencialmente da: concepção, planejamento, dimensionamento, orçamento, fabricação e execução.

Em virtude disso, recomenda-se a incessante busca por conhecimento das mais diversas formas, sempre apoiados nas normas técnicas para que se possa desenvolver os melhores projetos e garantir que as obras sejam executadas com extrema qualidade.

REFERÊNCIAS

ANDRADE, M. C., **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Trad. e Adap. de Antônio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, Pini, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto armado: Procedimento (NBR 6118)**. Rio de Janeiro, 2006.

BARATA, Márcio Santos. **CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO NO ESTADO DO PARÁ: estudo de viabilidade técnica e econômica de produção de concreto de alto desempenho com os materiais disponíveis em Belém através do emprego de adições de sílica ativa e metacaulim**. Porto Alegre, 1998. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Borges, L. O. (1996). **A representação social do trabalho: um estudo empírico com trabalhadores da construção civil, indústria de confecções e costura e comércio de Brasília**. Estudos de Psicologia (Natal), 1(1), 7-25.

BRANSKI, Regina Meyer; FRANCO, Raul Arellano Caldeira; LIMA JR, Orlando Fontes. **Metodologia De Estudo De Casos Aplicada À Logística**. Campinas, SP: Autores Associados, 2015.

EISENHARDT, K.M. (1989) Building theories form case study research. **Academy of Management Review**. New York, New York, v. 14 n. 4.

EL DEBS, Monunir Khalil. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações**. São Carlos: EESC-USP, 2002.

ELLRAM, L (1996). **The use of the case study method in logistics research**. Journal of Business Logistics. Oakbrook, Ill, v. 17, n. 2.

FONSECA, J. J. S. **Metodologia da pesquisa científica**. Fortaleza: UEC, 2002. Apostila.

HELENE, P.R. **Por que trabalhar com concretos de resistências mais elevadas que as atuais?** In: FEHAB. Palestras. São Paulo, 2002.

KHAN, M. S.; A. H. J. AL-TAYYIB. **Long-Term Corrosion Resistance of Reinforcing Steel in Sulfur Concrete**. ACI Materials Journal. V. 87, n o 1, Janeiro/Fevereiro 1990. Pg. 20-24.

PARISI, S. G. **Demanda por galpões flexíveis aumenta com o crescimento da indústria de fertilizantes no país**. Disponível em:<<https://www.portaldoagronegocio.com.br/agroindustria/adubos-e-fertilizantes/noticias/demanda-por-galpoes-flexiveis-aumenta-com-o-crescimento-da-industria-de-fertilizantes-no-pais-187632>>. Acesso em: 18 out. 2020

RÜSCH, H. **Hormigón armado y hormigón pretensado: propiedades de los materiales y procedimientos de calculo**. Trad. Departamento Técnico C.E.C.S.A., barcelona, Compañia Editorial Continental. 1975.

SENDEN, Henry Osório Teixeira. **Sistemas construtivos em concreto pré-moldado**. 2015. 55f. TCC (Graduação em Engenharia Civil)-Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Rio de Janeiro, 2015.

VAN ACKER, A. **Manual de sistemas pré-fabricados de concreto**. Trad. de Marcelo de Araújo Ferreira. FIP: 2003.

YIN, Roberto K. **Estudo de caso: planejamento e métodos**. 2ª Ed. Porto Alegre. Editora: Bookmam. 2001.

_____. (2009). **Case study research, design and methods (applied social research methods)**. Thousand Oaks. California: Sage Publications.

CAPÍTULO 18

AS TÉCNICAS DA SUSTENTABILIDADE AGINDO NO DESENVOLVIMENTO DE PROJETO ARQUITETÔNICO

Data de aceite: 01/02/2021

Ana Rita Kawauche Rodrigues da Silva

Fundação Universidade Federal do ABC
Santo André/SP

RESUMO: Este é um modelo de relatório (parcial e/ou final) elaborado pelo Comitê do Programa de Iniciação Científica (CPIC). Sugere-se o uso de fonte Arial, Calibri ou Times New Roman, tamanho 11 ou 12, contendo até 20 páginas, dividindo-se nos seguintes tópicos: A sustentabilidade é um fenômeno que tem a proposta de incorporar, de maneira harmônica, bem embasada e criativa, as relações humanas e ambientais, valorizando a qualidade do ecossistema. Pensando a longo prazo, promove uma forma de desenvolvimento que responda às questões do presente sem comprometer a relação ambiental e humana futuras. O trabalho envolve explorar as técnicas do croqui, que vai além do desenho técnico se estendendo para a arte. As maquetes, que após a revolução dos novos programas de representação de projeto arquitetônicos perdeu boa parte da sua importância, tornam o projeto de certa forma palpável e mais dinâmico, no sentido que podemos visualizar e ter uma noção mais concreta do projeto assim com a possibilidade de ver coisas que não era perceptível no desenho. Claro que os novos programas de representação são muito bem pensados para detalhar medidas e alguns programas os materiais também são observados e estendidos. Com base nisso, este trabalho tem o intuito de apresentar o

desenvolvimento de um projeto arquitetônico, do croqui até a representação por programas, que será criado dentro da própria pesquisa. Mostrará que as formas de representação se completam. Juntamente será aplicada as técnicas da sustentabilidade. Olhando para a natureza como inspiração, tanto para elaborar as formas estruturais do projeto, quanto para tecer o processo de planejamento para atender as relações do ecossistema por completo, inclusive visando não comprometer a capacidade futura do ambiente.

PALAVRAS-CHAVE: Sustentabilidade, Estruturas Arquitetônicas, Representação de Projeto.

ABSTRACT: The sustainability is a phenomenon which views embody, harmoniously, well grounded and resourceful, the human-environmental relation, appreciating the ecosystem's quality. Thinking long-term it promotes a way of development which respond questions from present without compromising the human-environmental relation of the future. The research involves exploring croquis' techniques, which go much beyond than technical drawing extending to art. The scale model, which after the new digital programs revolution it lost most part of its value, turns the project tangibly and more dynamic, in a way it is visible and concrete, by that giving the possibility to see things it was not evident before on the drawing. However, it is clear that the new digital programs are well formulated to detail measures and some of them even the materials are observed and extended. With the prior base, this research have the aim of presenting the

development of an architectural project, from croqui to the representation by digital programs, which will be created during the research. It also will reveal that the types of representation completes one another. And together will be applied techniques of sustainability. Observing the nature as inspiration, in order to elaborate the structural forms as to devise the planning process to attend all the ecosystem's relations, also to not harm the future environment's possibility.

KEYWORDS: Sustainability, Architectural Structure, Types of Project's Representation.

1 | INTRODUÇÃO

A ação do meio ambiente, sendo explícita na gravidade ou mesmo no clima, está presente e os princípios sustentabilidade pode mudar a perspectiva de um projeto arquitetônico, se tiver como intuito harmonizar o ambiente com a proposta humana em relação ao projeto. A perspectiva do projeto não visa apenas a construção e estrutura, mas visa a elaboração e planejamento do projeto na sua totalidade, abrangendo o ambiente que integra a construção e sua relação direta e indireta com os seres humanos, no presente e no futuro. Enfatizar a sustentabilidade transforma forma de planejar os projetos arquitetônicos. Reavaliando os tipos mais famosos de representação de projeto - croqui, maquete, e os programas bidimensionais e tridimensionais, capacitando a perspectiva de visualização do projeto bem mais ampla e palpável. Assim estudando a criação, o planejamento e desenvolvimento de um projeto arquitetônico, agregando o princípio da sustentabilidade demonstrando as formas de representação de projeto tanto bidimensionais quanto tridimensionais de um meio positivo e facilitador do desenvolvimento do projeto, afim de atingir os seguintes objetivos:

- Discutir a sustentabilidade e sua relação com a natureza se relacionando com um projeto arquitetônico;
- Compreender as técnicas teóricas do metabolismo urbano para usar para controlar a evolução do projeto, suprimindo as necessidades do projeto (como exemplo: aproveitar ao máximo a luz solar);
- Trabalhar com as formas de representação para desenvolver criativamente e estruturalmente o projeto.

Além disso o programa ofereceu uma oportunidade de entender como uma pesquisa é realizada, e seus alcances de divulgação, somente atingidos por meio acadêmicos, tais como congressos, simpósios, e geração de artigos.

2 | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Recentemente o apelo ecológico vem guiando vários projetos arquitetônicos, tanto a Indústria da Construção e a Arquitetura começam a manifestar uma preocupação com os impactos causados, no presente e no futuro, pelo setor, e assim as práticas sustentáveis se

tornam cada vez mais interessantes. A Arquitetura como parte de habitat vivo, se valoriza os aspectos culturais, sociais e naturais da região, desta forma a Arquitetura Sustentável se compromete a reduzir impactos e modificações adversas no ambiente também a aumentar o desempenho ambiental dos espaços construídos, através de estratégias de projeto. O conceito de Construção Sustentável aborda os aspectos ambientais, sociais e econômicos no contexto do seu entorno, tem a finalidade de viabilizar a harmonia das pessoas e a eficiência dos recursos naturais, culturais, e econômicos, minimizando os impactos da construção ambiental sobre o sistema natural [BASTOS, 2012].

O desafio de desenvolver um projeto sustentável é integrar as diversidades ambientais das áreas construídas, a disponibilidade de áreas urbanas e a infraestrutura necessária. Quando formulado as necessidades do projeto, aos moldes dos princípios sustentáveis, o planejamento é muito mais orientado [OLIVEIRA; QUELHAS; SIMÃO, 2013].

Todos os corpos estão sob ação do meio ambiente. Os corpos em repouso, estão em repouso estão em estado de equilíbrio, diferentemente dos em movimento. Parte do estudo da mecânica trata do equilíbrio dos corpos, a estática. As estruturas devem ser vistas também pelo lado qualitativo, vendo a forma, a tecnologia, ventilação, iluminação, comportamento estrutural e outros. Logo, deve-se relacionar os materiais e os sistemas estruturais [REBELLO, 2000].

O desenho é o principal caminho para a arquitetura. O arquiteto se expressa através dele em várias etapas de projeto. O croqui tende a ser uma imagem poética, sendo uma leitura e representação única que tem o objetivo de expressar algo. E nela é expressadas as interpretações, relações e mais possibilidades sobre uma ideia ou projeto. O croqui tem sua influência em outros seres, quando é lido e relido [BARONE, 2017].

O desenho, embora esteja disponível desde o início e coloca a primeira ideia espontânea, representa o espaço arquitetônico por meio dos elementos gráficos da linha no nível mais abstrato e pessoal. A maquete de idealização é a concretização visível da concepção espacial por meio dos elementos tectônicos – corpos, superfícies e hastes – essa é a primeira realidade concreta. Também como objeto de investigação do próprio projeto. Sua importância para o resultado é devida ao envolvimento com a repercussão na tomada de decisão de uma ideia sendo ela formal, estrutural ou qualquer outra análise no plano bidimensional para o tridimensional ou mesmo do plano mental para o tridimensional [OLIVEIRA, 2011].

O potencial de gerar dos meios digitais em avanços de fabricação, abrem uma nova dimensão no processo projectual. São analisadas as três dimensões que validam um sólido, e criando uma perspectiva mais exata e com medidas do projeto inicialmente desenhado e modelado na maquete [ROMCY, 2017].

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1 Definição, Contextualização, e Diretrizes Legais da Sustentabilidade

Analisando as práticas sociais, em um contexto marcado pela degradação do meio ambiente e seu ecossistema, a necessidade de articular o processo do progresso se torna evidente. Visando a relação integral do ser humano com a natureza, surge a Sustentabilidade. Em vários níveis a Sustentabilidade atua em uma perspectiva integradora, tentando reverter o quadro de degradação.

Mesmo que no século XVIII a fisiocracia, doutrina econômica que se baseia no conhecimento das leis da natureza e coloca os recursos naturais em primeiro lugar dentre os fatores de crescimento econômico - sendo esses fatores: a terra, o capital e o trabalho -, tenha existido só nos anos 70 que o estudo e avanço da sustentabilidade começaram. Na linha econômica neoclássica, a Economia Ambiental e Economia dos Recursos Naturais, mesmo com as construções desses estudos não era possível resolver muitos problemas ambientais da época. Depois a Economia Ecológica aborda pela primeira vez um objetivo: o desenvolvimento sustentável. Como seu principal conceito, a sustentabilidade tem como base um enfoque transdisciplinar.

O Brasil teve contato com esse conceito em 1972 na Conferência de Estocolmo, que foi a primeira grande reunião, reunindo chefes de mais de 100 países, que discutia a relação do homem e suas ações no meio ambiente. Depois outra conferência importante foi a Rio-92, realizada no Rio de Janeiro em 1992, desta vez para moldar ações com o objetivo de proteger o meio ambiente. Desde então se discute propostas para que o progresso esteja em harmonia com a natureza. Recentemente outra reunião, Conferência das Nações Unidas sobre Desenvolvimento Sustentável, conhecida como Rio+20, também cedida no Rio de Janeiro em 2012, o foco era discutir a renovação do compromisso político com o desenvolvimento sustentável. Embora não tenha sido elogiada pelos ambientalistas, esse conferência explora a sustentabilidade em níveis sociais, a relacionando com a pobreza. Nesse contexto da urgência ambiental, economia, política e a social que a sustentabilidade pode ser e é transdisciplinar. Em sentido lógico sustentabilidade é a capacidade de se sustentar, de se manter [Mikhailova, 2004].

Uma atividade sustentável não coloca em risco o esgotamento de nenhum dos elementos, sendo eles humanos ou naturais. O desenvolvimento sustentável preza a qualidade da vida humano juntamente se estende para a capacidade de produção dos ecossistemas. Assim percebemos a importância de estudar os ecossistemas e suas inter-relações e suas possíveis correspondências com as atividades humanas.

Em 1987, a Organização das Nações Unidas elaborou o segundo conceito:

“Desenvolvimento sustentável é aquele que busca as necessidades presentes sem comprometer a capacidade das gerações futuras de atender suas próprias necessidades.”

O problema desse conceito foi sua possível interpretação excessivamente ampla, fazendo com que a sustentabilidade justificasse algumas atividades não de fato sustentáveis. Mesmo assim esse conceito é essencialmente ligado a avaliação das atividades visando o futuro no sentido de todos os efeitos. Em 2002, na cidade de Joanesburgo, a reunião Cúpula Mundial sobre Desenvolvimento Sustentável, a concepção de Capital Total é introduzida, nela são somadas 3 formas de capital: manufaturado, humano e natural. Sendo que o capital natural é patrimônio ecológico da humanidade, consiste nele 12 tipos de ecossistemas. O conceito da sustentabilidade preza manter intacto esse último capital. E o desafio do desenvolvimento sustentável é evitar a destruição irreversível.

Um aspecto relevante sobre a construção civil: atividade que utiliza recursos naturais e em seguida gera resíduos de grande impacto ambiental. Como consequência disso a paisagem e a qualidade ambiental das cidades acabam sendo comprometidas. A destinação adequada desses resíduos é importante para que não fragilize o sistema ecológico em torno, isso inclui o sistema de drenagem. Problemas como enchentes, contaminação das águas e solo, desmatamento, comprometimento da saúde da população local (animal, vegetal e humana) precisam ser previstos e medidas de solução devem ser adotadas. Além disso existem os recursos adicionais de manutenção, desmobilização e demolição... Esse setor também é responsável pelo consumo de uma parte significativa de energia, água, e pela geração de poluentes.

Em um sistema construtivo a sustentabilidade promove atender às necessidades de edificação, habitação e o uso do homem, preservando o meio ambiente e os recursos naturais. A harmonia com o clima, tradição, cultura e o ambiente na região, ao mesmo tempo em que conserva a energia e os recursos, recicla materiais e reduz as substâncias perigosas dentro da capacidade dos ecossistemas locais e globais, ao longo do ciclo de vida do edifício.

“A norma ISO 15686-2:2001 define planejamento de vida útil projetada, como um processo de projeto que procura garantir, na medida do possível, que a vida útil de um edifício seja igual ou superior à vida de projeto, levando em conta os custos globais do edifício.”

[V. M. John do Departamento de Engenharia de Construção Civil,2001].

Essa norma associa a durabilidade como uma função importante a obtenção de uma construção sustentável. Na tentativa de aumentar a produtividade dos recursos, a sustentabilidade age em aumentar a vida útil dos produtos. Para isso é feito o estudo da estrutura, dos materiais e os recursos disponíveis na área. Os principais agentes de degradação previstos pela norma ISO :

Natureza	Classe
Agentes mecânicos	Gravidade Esforços e deformações impostas ou restringidas Energia cinética Vibrações e ruídos
Agente eletromagnéticos	Radiação Eletricidade Magnestismo
Agente térmicos	Níveis extremos ou variações muito rápidas de temperatura
Agente químicos	Água e solvente Agente oxidantes Agente redutores Ácidos Bases Sais
Agentes biológicos	Vegetais e microrganismos Animais

Tabela: elaborada por V. M. John; N.M. N. Sato; V. Agopyan; C. Sjöström.

“Construção Sustentável é um sistema construtivo que promove alterações conscientes no entorno, de forma a atender as necessidades de edificação e uso do homem moderno, preservando o meio ambiente e os recursos naturais, garantindo qualidade de vida para as gerações atuais e futuras.”

[Instituto para Desenvolvimento da Edificação Ecológica, sem data especificada].

Entretanto para aplicar essa perspectiva sustentável sobre o projeto arquitetônico, necessitamos conhecer as normas e leis brasileiras relevantes a construções. Segue algumas leis relevantes para a implantação do projeto arquitetônico:

- Permissão da Secretaria Municipal do Verde e do Meio Ambiente para remoção e transplante de árvores;
- Preservação da segurança de acordo com a legislação urbana;
- Conforme a legislação de cada cidade, um canteiro de obra seja cercado por tapumes precisa existir;
- Profissionais que trabalharão na implantação do projeto precisam ser registrados de acordo com as normas no Ministério do Trabalho;
- Para não incomodar as áreas adjacentes são estipulados horários para o trabalho ser realizado, uma vez que o processo de implementação causa muito barulho.

3.2 Ferramentas da Sustentabilidade Aplicadas e Justificadas

Antes mesmo de apontar as ferramentas de manejo e planejamento de projeto arquitetônico, a necessidade de estudar como podem ser aplicadas e utilizadas em suas respectivas domínios de atuação são relevantes para organizar o trabalho em dimensões heterogêneas. Considerações básicas de uma construção sustentável:

- Gestão sustentável no planejamento e implementação do projeto;
- Consumir mínima quantidade de energia, água e recursos materiais, no processo de implementação e vida útil do projeto;
- Uso de materiais selecionados, eco viáveis;
- Produção mínima de resíduos e contaminação no processo de implementação e vida útil do projeto;
- Utilização mínima do espaço (territorial, aquático e atmosférico) e harmonizar-se com ambiente natural;
- Não provocar ou reduzir impactos nas adjacências do edifício - paisagem, temperaturas e concentração de calor, sensação de bem-estar;
- Adaptar-se às necessidades atuais e futuras;
- Criação um ambiente interior saudável que promova o bem estar.

A **economia sustentável**, é uma ferramenta que explora o consumo das matérias primas e recursos naturais do projeto. de modo que possa reverter o cenário que a construção civil deixa, tornando o quadro de degradação ambiental e poluição menos agressivo, para também preservar os recursos para futuras gerações.

O **planejamento sustentável**, é uma ferramenta que opera com diferentes extensões do projeto, pois envolve conscientizar as pessoas envolvidas no projeto a respeito as metas que a sustentabilidade pretende atuar, além do estudo estrutural, envolvendo cálculos e estudos, sobre a geografia/ecossistema, ecologia do ambiente, para portanto fazer estimativas de consumo de água e recursos naturais para a implementação e vida útil do projeto, contudo leis e normas brasileiros propostas para serem seguidas devem receber atenção para elaborar o projeto. Vale incluir o estudo histórico e cultural, pois assim uma sensibilidade ao bem-estar cultural também é aplicado. Elementos relevantes para planejamento sustentável:

- Clima, fatores bioclimáticos que envolvem o lugar escolhido para o projeto;
- Luz natural, orientação, como atender pessoas aproveitando o gasto mínimo de energia elétrica;
- Calor, ventilação, umidade, que estão profundamente ligados com o bem-estar;

- Índice pluviométrico que envolve a possibilidade de economia de água e outros recursos, ao mesmo tempo pensando na possibilidade de enchente;
- Topografia, geologia e solo, para melhor análise do ambiente e possibilidade de mudança estrutural;
 - uso das superfícies, movimentação, estudos de solo e sondagem;
 - edificabilidade;
 - acessibilidade.
- Integração da edificação com a paisagem e com o meio ambiente, avaliação de tipos de passagem, sendo elas dinâmicas ou estáticas, para atender melhor às demandas do cliente;
- Influência das formas na saúde e bem-estar do indivíduo;
- Materiais para implementação, para torná-los mais eco viáveis e ao mesmo tempo mais relevante financeiramente para o projeto.

O **paisagismo sustentável** é uma ferramenta que pretende promover o aproveitamento vegetação existente, além de prever uma reposição das plantas eliminadas para implantação do projeto. Também articula o uso de plantas oriundas dos ecossistemas nativos. O paisagismo sustentável atua tanto nas áreas internas e externas, essa ferramenta está intimamente ligada com o bem-estar uma vez que viabiliza a utilização de plantas que absorvem toxinas, ou com funções cromoterápica, horticultura, para controle termo-acústico e climatização da edificação.

O **aproveitamento dos recursos naturais passivos** é uma ferramenta que visa aproveitar os recursos naturais passivos, como sol, vento, vegetação, umidade. Como função iluminar a edificação, reduzir o consumo de energia e gerar conforto termo-acústico, visual e climatização naturais. Pontos relevantes são:

- Iluminação Natural - estudo da orientação solar para ter o rendimento mais alto. Como o clima do local influencia a intensidade de luminosidade e sua orientação, a luz solar influenciador na tomada de decisão das cores no interior e principalmente no exterior, e finalmente como a temperatura se comporta durante o dia e noite no local escolhido;
- Ventilação - estudo da direção das correntes, e massas de ar. Conhecimento das posição e dimensionamento de aberturas (janelas e portas) para reavaliar o projeto e para melhor tomada de decisão para aproveitar o fluxo de ar. Inclui-se entender como o fluxo de ar resultante se comporta em ventilação cruzada. Entre todos esses aproveitar a influência da vegetação sobre a circulação de ar;
- Vegetação - estudo da análise da cobertura vegetal para entender a drenagem

do solo, como influência no microclima da região entorno e na temperatura.

A **exploração da eficiência energética** é uma ferramenta que oportuniza a conversação e economia de energia, explorando ao máximo sua obtenção a partir de fontes renováveis, controlando também emissões eletromagnéticas e também o calor gerados no ambiente construído e na região que tangencia, tudo a fim de projetar a edificação da maneira mais econômica possível e sustentável para minimizar a agressão ambiental.

A **gestão dos resíduos na edificação** é uma ferramenta que tem como objetivo criar um espaço para dispor os resíduos gerados durante a vida útil do projeto, é importante principalmente determinar local para armazenar resíduos secos recicláveis, orgânicos, incineráveis. Também estabelecer vias de acesso aos locais para gestão dos resíduos, para que o odor não seja incômodo de grandes proporções. A possibilidade de estabelecimento de convênios ou parcerias com empresas ou cooperativas de coleta seletiva, estimulando trabalhos de caráter sócio-ambiental.

A **qualidade do ambiente** é uma ferramenta que pretende criar um ambiente saudável a todos os seres vivos, identificação dos poluentes internos na edificação via água, ar, temperatura, umidade e materiais evitando e controlando suas entradas e atuação sobre a saúde e bem-estar dos indivíduos. Itens que devem ser avaliados de acordo com o Instituto para Desenvolvimento da Edificação Ecológica:

- Inventariar todos os materiais, produtos com potencial tóxico ou poluente no interior/exterior da edificação e propor soluções para sua contenção e redução;
- Prever em projeto aberturas e ambientes ventilados de forma a permitir troca e renovação de ar e eliminação de poluentes;
- Orientação solar e iluminação natural;
- Análise dos materiais utilizados na construção e acabamentos;
- Compatibilidade dos materiais de construção com os usuários e com os ambientes; Mobiliário, tapeçarias, outros;
- Uso de dispositivos que promovam troca de ar constante;
- Uso de sistemas para controle e purificação do ar interior;
- Controle da contaminação eletromagnética;
- Adotar medidas preventivas de manutenção de aparelhos de ar condicionado certificados sem uso de gases CFC ou HCFC ou adotar sistemas de climatização natural (preferível);
- Qualidade elétrica do ar (ionização negativa e positiva);
- Prever em projeto áreas verdes internas ou desenvolver projeto paisagístico para os ambientes internos;

- Estabelecer parâmetros de qualidade do ar que garantam integridade da saúde dos usuários/moradores.

O **conforto termo-acústico** é uma técnica para promover uma sensação de bem-estar físico e psíquico quanto a temperatura e sonoridade, são os recursos naturais que se tomam a função de elementos de projeto, elementos de vedação, paisagismo, climatização e dispositivos eletrônicos.

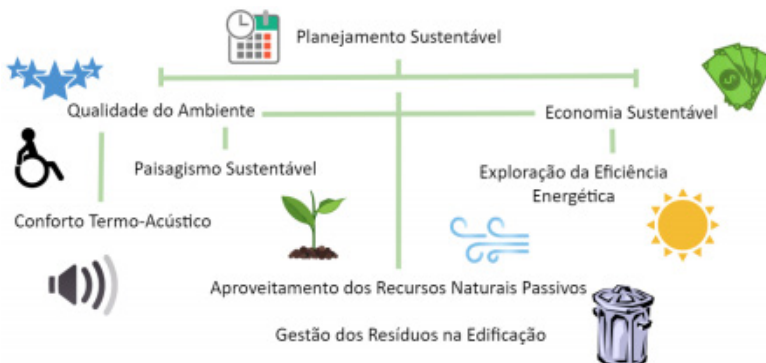


Figura: Heredograma simplificado das ferramentas sustentáveis.

3.3 Técnicas para Desenho Técnico e a Relevância do Croqui

O desenho é o principal caminho para a arquitetura. O arquiteto se expressa através dele em várias etapas de projeto. O desenho técnico é usado pelos projetistas e arquitetos para transmitir uma ideia, um projeto, deixando mais claro possível. Por meio de regras e procedimentos, temos uma linguagem gráfica, prezando o detalhe em todas as proporções.

Sistemas de Projeções:

- Perspectiva - representando o projeto tridimensionalmente, se assemelhando a visão humana que nos promove uma ótica identificável;
- Projeções Ortogonais - representação de projeção em plano de projeção;
- Desenho em Corte - representação a partir da divisão do desenho em partes, geralmente contendo perspectiva.

Visando o processo de criação, na parte mais artística, onde as regras e normas não prendem o projetista em desenhos técnicos, os croquis exploram uma ideia de projeto, pronto a folha com liberdade para desenhar e formar uma base de projeto. Segue alguns arquitetos foram suporte para a criação do croqui para o projeto.

Frank Lloyd Wright em seus croquis criou conceitos novos de desenho além de fornecer características futurista para sua época 1867 - 1959. Suas formas circulares envolvendo o edifício foi utilizado como base e inspiração para meu desenho.

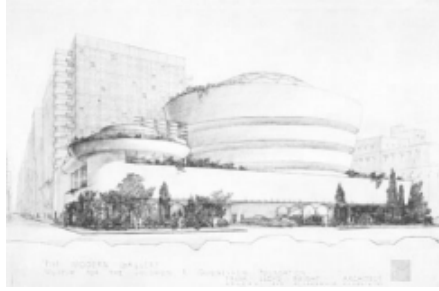


Figura: Croqui de Frank Lloyd Wright.

Richard Rogers, uns dos clássicos da arquitetura, com linhas não retas e acompanhando o movimento high-tech, seus croquis carregam uma técnica de desenho: perspectiva.

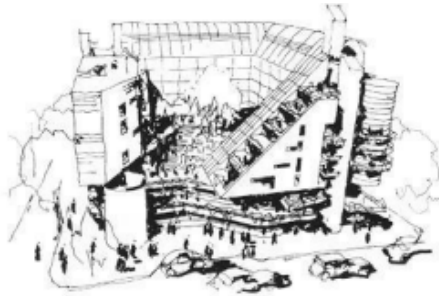


Figura : Croqui de Richard Rogers.

Tadao Ando, embora em seus desenhos digitais sejam mais palpáveis e visíveis, seus croquis carregam uma marca de identidade e assinatura, valorizando os traços singulares deste artista.



Figura: Croqui de Tadao Ando.

3.4 Estruturas Arquitetônicas como Base para o Desenvolvimento do Croqui

As estruturas arquitetônicas podem ser categorizadas segundo a descrição publicada por Heinrich Engel pela primeira vez em 1965. Nela, Engel trata de categorizar estruturas primárias de edificações através da identificação do modo de transferência de carga empregado em tais estruturas. As categorias por ele descritas são:

- Forma-ativa
- Vetor-ativa
- Superfície-ativa
- Seção-ativa

Forma-Ativa

Esse tipo de sistema estrutural, em geral, é formado por elementos não rígidos suportados por extremidades fixas, com capacidade de suportar-se e cobrir vãos. Exemplos desse tipo de estrutura são: ponte de cordas/correntes, *gridshell*, tensoestruturas e arcos. A transmissão dos carregamentos aplicados até aos apoios ocorre através de esforços normais, no caso do arco, por compressão; o cabo de suspensão, por tração. Este comportamento ocorre devido a forma da estrutura de forma-ativa coincidir com o fluxo dos esforços, portanto sendo o trajeto “natural” das forças aplicadas.

Nos sistemas puramente formados por cabos de suspensão, qualquer variação da carga ou das condições de apoio afeta a forma da sua curvatura o que origina uma nova forma da estrutura.

Os arcos, por sua vez, estão menos sujeitos à variação da sua forma independente da carga aplicada, limitando a sua linha funicular apenas para um tipo de carregamento, entretanto, em caso de aplicação de uma força concentrada sobre a superfície da estrutura ocorrerão deformações (flexão). Idealmente, os componentes de uma estrutura forma-ativa estão submetidos à esforços axiais puros



Figura : Utilizando-se um arco de espuma pode-se observar a reação horizontal, resultante do carregamento. Desenvolvido pela Aluna Priscilla Rosa, UNICAMP.

Vetor-ativa

As formas estruturais vetor-ativas fazem transferência de carga através de elos rígidos e pequenos, quando comparados à dimensão do conjunto estrutural completo. desse modo, são incapazes de estarem sujeitos à significativos esforços de flexão ou cisalhamento, ou seja, estão sujeitos à forças de tração e compressão, fundamentalmente essas estruturas são feitas a partir de treliças. A transferência da carga aplicada à estrutura é governada através das relações geométricas existentes entre cada elo, a mudança de direção das forças não deve necessariamente ocorrer em um único plano, a decomposição pode ser também efetuadas em curvas, como em direções tridimensionais, existindo assim treliças planas, espaciais e curvas.

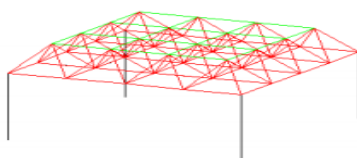


Figura: Exemplo desenvolvido pelos alunos da Graduação de Arquitetura, UNICAMP.

Superfície-ativa

As superfícies ativas, por exemplo: cúpulas de concreto/alvenaria, painéis estruturais e cascas de concreto. São formados basicamente pela composição dos elementos de superfície formando mecanismos que reorientam forças capazes de suportar esforços axiais e de cisalhamento. Similarmente às estruturas forma-ativas, o carregamento é distribuído através de sua forma, que por consequência exerce efeito em seu desempenho estrutural, sua eficiência é condicionada à forma da superfície em relação aos carregamentos aplicados.



Figura: Palácio do Planalto, que exemplifica o tipo de estrutura superfície-ativa. Foto do Tourism Media.

Seção-ativa

As estruturas seção-ativas são o tipo estrutural mais comum, são constituídas por todos os empreendimentos construídos a partir de vigas, pilares e lajes, e dependem das características geométricas da seção de cada um desses elementos para suportarem as cargas aplicadas à estrutura.

Independentemente do tipo de estrutura empregada no projeto, há de ser considerado que o edifício, possivelmente, estará sujeito a forças laterais advindas da ação do vento, de eventos sísmicos ou até mesmo por imperfeições geradas no momento da construção -- como desalinhamentos. Isso implica em conceber um projeto com estabilidade tal que seja capaz de admitir o emprego de tal força de maneira satisfatória, ou seja, mantendo sua integridade afetando minimamente o conforto do usuário. Normalmente, os edifícios são projetados com um limite de deslocamento lateral equivalente ao valor de sua altura multiplicado por um fator de 1/300, porém, em caso de edifícios com vedações frágeis, como no emprego de alvenaria e painéis de vidro, o fator passa a ser de 1/500, em ambos os casos considera-se as condições mais desfavoráveis de aplicação de carga na estrutura. Para se atingir a segurança de estabilidade necessária há diversos métodos distintos passíveis de utilização.

No emprego de pórticos com nós rígidos, vigas e pilares garantem a sustentação das lajes que geram momentos fletores e esforços cortantes sobre a estrutura. Já no caso de admissão de forças laterais, a estabilidade é mantida, fundamentalmente, pela rigidez a momento dos nós, disso, decorre que a deformação lateral será unicamente sobre os pilares, que são dimensionados a fim de se manter tal deslocamento em níveis aceitáveis.

Em casos onde haja descontinuidades -- como pé direito duplo, ausência de pilares e afins -- é ocasionada uma fragilização do conjunto que deve ser compensada com elementos estruturais mais robustos. Nessas situações, as lajes são utilizadas como diafragma para a transmissão lateral da força, ou seja, são responsáveis por distribuir a carga no plano em que elas se encontram aos pórticos.

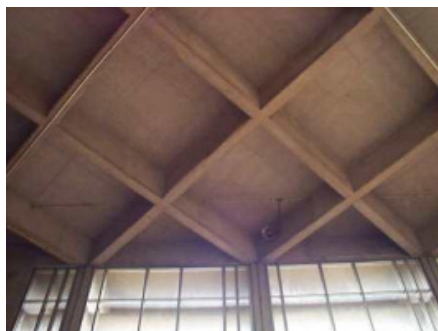


Figura: Laje com grelha de malha oblíqua da UNICAMP.

Estruturas contraventadas

O emprego de contraventamento em estruturas pode significar algumas vantagens do ponto de vista de otimização estrutural, entre elas: a redução de custo de ligações entre pilares e vigas, assim como redução de tamanho e peso de ambos pois já não seriam necessários para resistir às forças laterais e facilidade de fabricação pois a ligação entre pilares e vigas seria simplificada.

Em estruturas contraventadas a estabilidade é obtida através de paredes de cisalhamento, núcleos rígidos ou pórticos contraventados que, como citado acima, são responsáveis por suportar a carga lateral aplicada na estrutura.

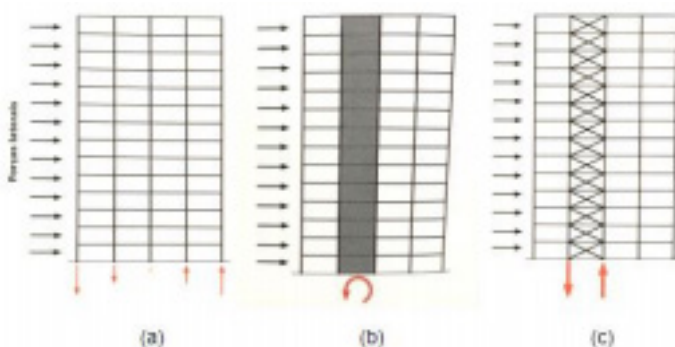


Figura: Exemplos de estruturas contraventamento. Produzido por Blucher, 2013.

Acima, a aplicação de carga lateral em pórticos (a) de nós rígidos gera efeito de tração e compressão ao longo de todo o apoio, no diagrama central (b) é indicada a reação no apoio a partir do uso de uma parede de cisalhamento, na qual é gerado um momento fletor contrário a aplicação da força, de modo similar, ao utilizar o contraventamento com travamento em "V" (c), as reações no apoio são de tração e compressão, porém, toda a carga fica concentrada no apoio do contraventamento, assim como no caso da parede de cisalhamento.

Fatores como a altura da edificação, o vão entre pilares e a altura de cada andar influenciam na rigidez estrutural e, conseqüentemente, na eficiência de um pórtico, tais fatores podem levar a determinação sobre o emprego de contraventamento ou não.

Estruturas celulares

Edificações construídas a partir de paredes sólidas -- alvenaria -- e lajes são exemplos de estruturas celulares. A estabilidade é conferida à construção através das várias seções de paredes existentes em cada pavimento, nos quais a rigidez é maior e, portanto, suportam mais carga, nas situações onde a aplicação de força é paralela às paredes.

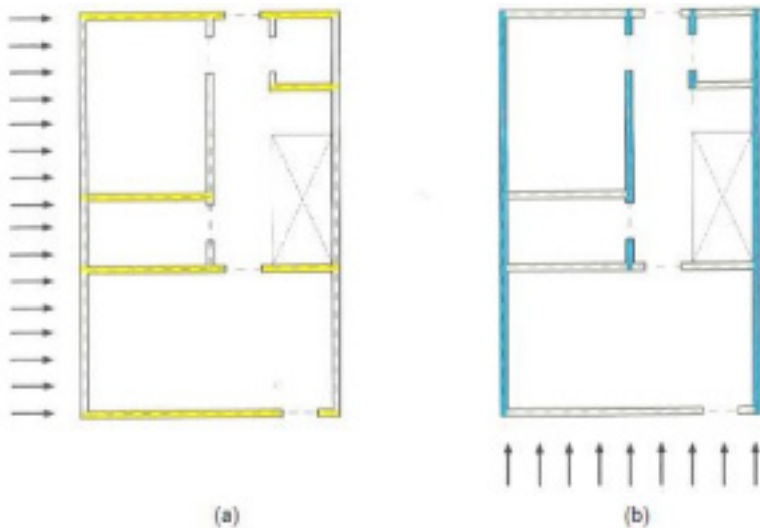


Figura: Representação de modelo de forças paralelas às paredes [Blucher, 2013].

Similarmente ao encontrado em pórticos de nós rígidos, as lajes atuam como diafragma na distribuição da força aplicada sobre as paredes, assim, o dimensionamento das paredes de uma estrutura celular deve ser tal que permita que mesmo em direções perpendiculares de aplicação de força a estrutura resista com o nível de deslocamento lateral adequado, além de exercer a função estrutural inerente para cargas verticais. As lajes além de executar a função de diafragma, também devem suportar a aplicação de forças verticais oriundos de seu próprio peso e da existência de seus ocupantes, de forma que as lajes atuam tanto como superfície-ativa, no transporte de carregamentos laterais, como quanto seção ativa, suportando carregamentos verticais.

Fatores que influenciam a eficiência de estruturas celulares incluem: continuidade de parede estrutural -- desde o apoio até sua altura --, o que promovem um curso para a distribuição de força; a função de diafragma das lajes.

3.4.1 Estrutura do Ovo como Modelo Estrutural

Existe diversidade nas estruturas que formam uma casca para um ovo, porém, tal estrutura é essencialmente uma matriz revestida por cristais minerais, em geral, carbonato de cálcio.

A curvatura em forma de arco/domo que delinea os pólos de uma casca do ovo (longitudinalmente) conferem ao mesmo alta resistência à compressão. Isso se dá pois ao haver a aplicação de um carregamento em cada pólo, a distribuição de força que ocorre na casca promove o anulamento das forças que são paralelas mas têm sentidos opostos.

Suas características na forma, como a distribuição de peso em pontos diferentes

e a relação de força e tração em equilíbrio serviu de base para o desenho do croqui. A geometria com curvas e raio de curvatura, valorizam um aspecto estético e ao mesmo tempo prezando a resistência da estrutura.

3.5 Relevância para Materiais no Processo na Tomada de Decisão no Desenvolvimento de Projeto

É de extrema importância a escolha do material utilizado na estrutura do projeto, uma vez que as propriedades do material muda a dinâmica da estrutura. Alguns aspectos de vibração, dilatação, rigidez, retração, resistência ou mesmo de elasticidade influenciam a ativa da estrutura. Se inspirando na natureza, observando as particularidades de cada material provindo da natureza para escolher ecologicamente os materiais na implantação e vida útil do projeto.

3.5.1 *Estrutura do Ovo como Modelo Estrutural*

Tratando da permissividade luminosa em torno da utilização de vidro estrutural em ambientes hospitalares a fim de justificar o emprego dos mesmos em um projeto arquitetônico consonante ao propósito hospitalar, otimizando espaços no que tange os possíveis efeitos práticos da utilização de vidros estruturais na experiência humana.



Figura: Fachada do Shopping Iguatemi Alphaville, 2019.

Os seres humanos são seres circadianos, isso significa dizer que seus processos fisiológicos e psíquicos são afetados no decorrer do tempo pelos *inputs* ambientais percebidos pelo cérebro, como a luz. Diversos estudos tratam da influência da luz sobre a saúde, performance e bem-estar psicológico, neles são descritos como o sistema biológico humano é afetado pela exposição à luminosidade, seja natural ou elétrica. A modulação da exposição à luz solar e/ou elétrica exercem grande influência nos processos endócrinos, imunológicos, cardíacos, metabólicos, emocionais e cognitivos. Estudos realizados por

Edelstein (2007), observaram a variação da frequência cardíaca como um indicador do nível de *stress* sob o qual o indivíduo analisado estava sujeito, foi obtido que: exposto à luzes quentes, o indivíduo apresentava respostas cardíacas mais calmas quando comparada à resposta cardíaca sob exposição de luz branca. Distúrbios no ritmo circadiano estão associados à problemas imunológicos, de crescimento, diabetes, envelhecimento, entre outros [Maestroni; Conti, 1996].

O vidro estrutural carrega consigo a possibilidade de oferecer a paisagem dinâmica, a luminosidade natural, portanto o contato com o ambiente externo.

3.6 Croqui Elaborado

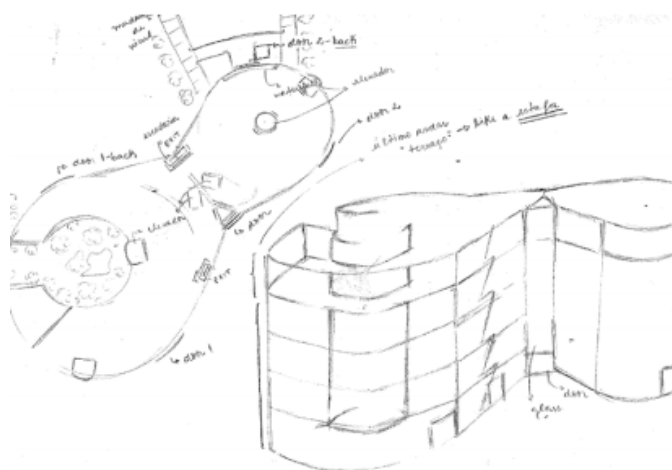


Figura: Esboço realizado pela aluna, um croqui.

3.6.1 Apresentação da Dinâmica do Desenho

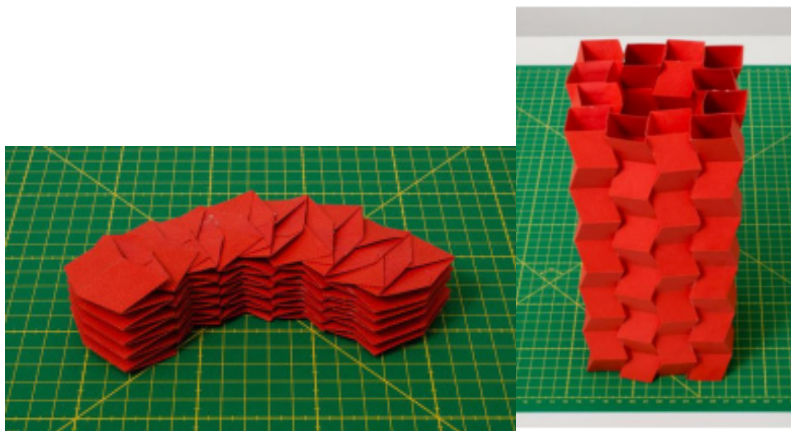
No croqui realizado percebemos marcas mais artísticas e menos técnicas, o desenho foi inspirado na natureza como a forma de sustentação, por isso apresenta formas amebóides e circulares, podemos notar esse comportamento quando fazer um corte transversal no tronco de uma árvore, e ao mesmo tempo vemos as formas ovais no próprio ovo. O desenho propõe uma paisagem dinâmica, uma vez que temos paredes de vidro e permitimos um contanto com o ambiente externo. Com um jardim dentro e no terraço da construção, viabilizando o verde ser parte do cenário do projeto.

O desenho teve a intenção de propor um hospital, com espaço para internação e repouso, por isso o verde e suas externas devem inclusive fazer parte do projeto, pelo fato do bem-estar ser essencial nesse tipo de estabelecimento. Outra motivação para paredes de vidro é valorizar o contato do paciente com o externo, fazendo com que o isolamento não seja uma realidade, mesmo que apenas na visão, dignificando a relação do paciente com o próprio hospital.

Duas formas de representação tiradas do Desenho Técnico são, a esquerda Projeção Ortogonal de vista superior e a direita Perspectiva.

3.7 Maquete Elaborada com Técnica do Origami

A partir da possibilidade do emprego da construção de maquetes tridimensionais pelo origami, traz de forma lúdica e artística, fazendo com que as proporções dos papéis tomem espaço, equilíbrio e harmonia aos passos dos módulos de encaixe dos encaixes. Proporcionando representação espacial, geométrica e artística.



Figuras: Exemplificação de maquete de origami, apresentado por Revista FastCompany, 2015.

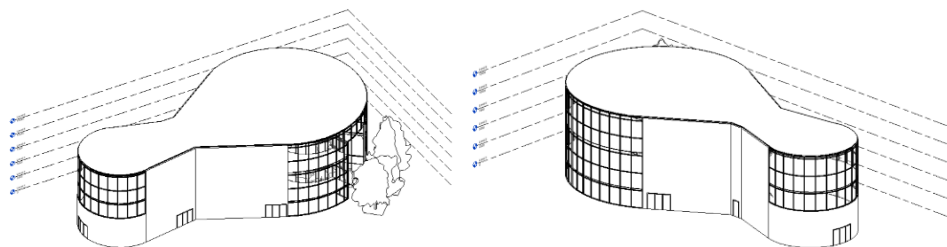
A maquete foi elaborada para mostrar como o origami pode ser usado para representação, além de tornar a maquete “mutável”, assim como nas seguintes figuras.



Figuras: Maquete Origami.

3.8 Representação a partir do Revit

Revit é um software BIM para arquitetura, urbanismo, engenharia e design, e este foi escolhido para desenvolver o desenho do projeto. O software permite projetar edifícios, estruturas e seus componentes em 3D e anotações no modelo com desenhos 2D, além de mostrar informações de materiais possivelmente utilizáveis.



Figuras: Elevação em 3D produzida pelo Revit em ângulos diferentes.

A representação evidencia principalmente a parte de vidro estrutural em estrutura quadriculada e a abertura para o jardim interno.

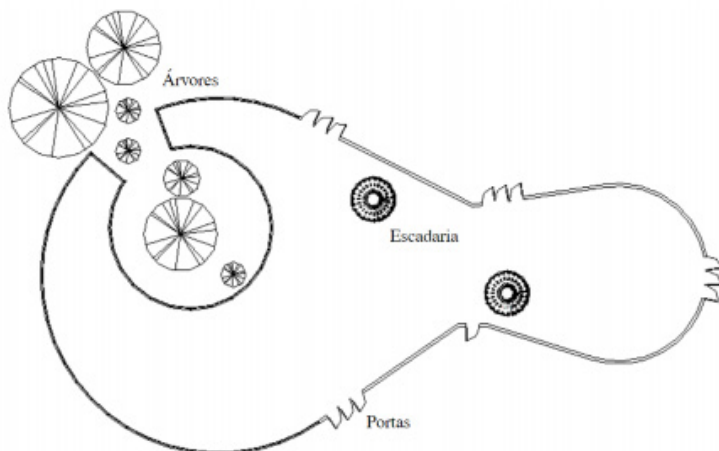


Figura: Planta-Baixa básica do 1,2,3,4 Level da elevação.

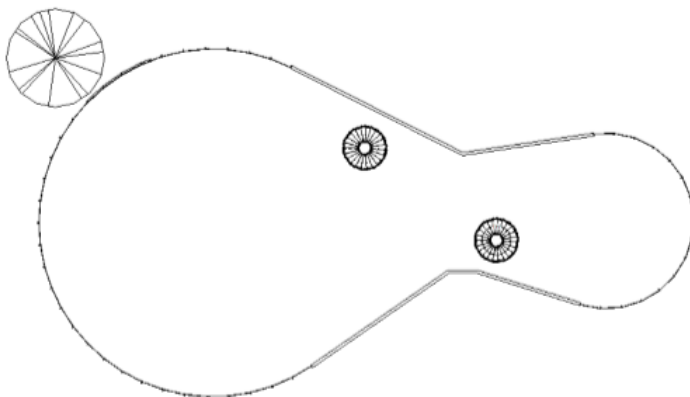


Figura: Planta-Baixa básica do 5 Level da elevação.

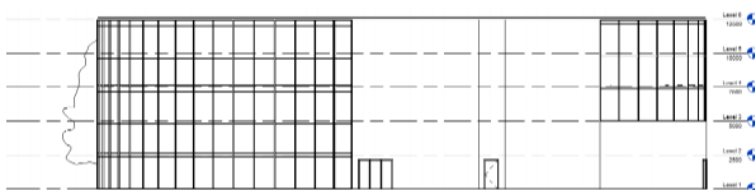


Figura: Vista Frontal da elevação.

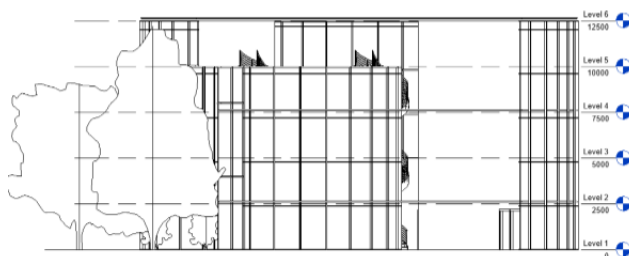


Figura: Vista Lateral Esquerda da elevação.

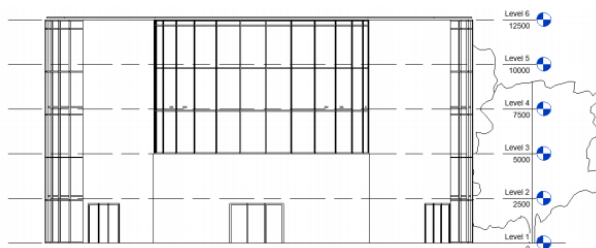


Figura: Vista Lateral Direita da elevação.

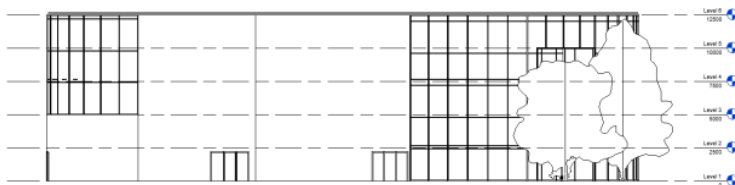


Figura: Vista Posterior da elevação.

3.9 Problematização Elaborada a partir das Formas de Representação

Acesso	Como a proposta do projeto é um hospital, as portas precisam ter fácil acesso e serem largas
Luminosidade	O aproveitamento do sol, traz às pessoas uma sensação de conforto melhor, o uso de vidro estrutural é extremamente válido, além de aproximar a área arborizada de fora de prédio para dentro
Energia	O uso de cores estratégicas para a absorção de luz não excessiva, para manter o ambiente mais agradável. Telhado verde, para otimizar a temperatura e melhorar o conforto e bem-estar
Estrutura	Utilização do princípio da casca do ovo para as curvaturas (tema mais explorada acima)
Qualidade do Ar Interna	Arborização interna, para inclusive melhorar a qualidade do ar
Desenho	A fim de tornar mais sustentável o projeto, utilizar estratégia de fronteiras ecológicas no desenho (usar círculos ao invés de modelos quadrados) para o
	menor impacto negativo ambiental
Topografia	Solo reto e plano para suprir as necessidades do projeto e sua estrutura e inclusive explorar as características do solo, como absorção da chuva ou mesmo fertilidade
Qualidade do Ambiente	A qualidade do ambiente pode ser diferenciado quando investimos no paisagismo sustentável
Conforto Termo-Acústico	Recursos naturais que se tomam a função de elementos de projeto, elementos de vedação, paisagismo, climatização e dispositivos eletrônicos são uma possibilidade para conforto-acústico
Resíduos	Dispor os resíduos gerados durante a vida útil do projeto, é importante principalmente determinar local para armazenar resíduos secos recicláveis, orgânicos, incineráveis, vias de acesso aos locais para gestão dos resíduos, para que o odor não seja incômodo de grandes proporções.
Ventilação	Uso de dispositivos que promovam troca de ar constante
Água	Aproveitamento da água da chuva para controle hídrico do jardim interno

Tabela: Problemáticas do projeto elaborado e suas respectivas soluções por uma perspectiva sustentável.

4 | CONCLUSÃO

De fato a sustentabilidade traz uma perspectiva nova para o desenvolvimento arquitetônico, harmonizando o ecossistema e a elevação do projeto. Mostrando que um projeto arquitetônico não pode não levar em consideração as diretrizes no trabalho apresentadas, mesmo com as dificuldades de verba e âmbito de vender um projeto, respeitando as necessidades do cliente.

A técnica de metabolismo urbano foi utilizado de maneira simplificado, entretanto demonstra uma maneira eficiente e relevante para organizar e esquematizar as problemáticas. As próximas, para identificação de problemáticas, formas de representação mostram que cada uma delas podem evidenciar problemas diferentes, para assim mais uma vez poder utilizar das estratégias sustentáveis para solucionar-los.

Além disso o programa ofereceu uma oportunidade de entender como uma pesquisa é realizada, e seus alcances de divulgação, somente atingidos por meio acadêmicos, tais como congressos, simpósios, e geração de artigo.

REFERÊNCIAS

MIKHAILOVA; IRINA; *Sustentabilidade: Evolução dos Conceitos Teóricos e os Problemas da Mensuração Prática*, 2004.

SUMIGAWA, V. H.; *A Construção do Tridimensional pelo Origami*, 2010.

JACOBI; *Educação Ambiental, Cidadania e Sustentabilidade*, 2003.

BASTOS, C. S.; *Arquitetura Institucional de Ensino Superior. Ações Sustentáveis Projetadas Baseadas nas Categorias do Leed Schools Nc - V3*, 2012.

OLIVEIRA, M. L.; QUELHAS, O. L. G.; SIMÃO, V. G.; *Proposta de Diretrizes para Planejamento de Edificações Sustentáveis*, 2013;

REBELLO, Y. C. P.; *A Concepção Estrutural e a Arquitetura*, 2000.

FAY, L.; *Estrutura Arquitetônicas, Composição e Modelagem*, 2006.

BARONE, E. G.; *Croquis: Ferramenta de percepção e criação na Arquitetura*, 2017.

OLIVEIRA, J.; *A maquete de idealização como instrumento do ensino de projeto em arquitetura*, 2011.

BALZANI, R. N.; *A Produção de impressoras tridimensionais de baixo custo para estudantes de arquitetura*, 2017.

ROMCY, N. M. S.; *Abordagem paramétrica e ensino de projeto: Proposição de diretrizes metodológicas, considerando estratégias curriculares e o atelier de projeto*, 2017.

DOCUMENTO DE CONTRIBUIÇÃO BRASILEIRA À CONFERÊNCIA RIO+20 – Brasília, 2011. DE PAUW, I.; *Nature-Inspired Design*, 2015.

DUARTE, A. P.; *Construção Sustentável: Oportunidades e Boas Práticas*, 2011. BASSO, A. C. F.; *A idéia do modelo tridimensional em arquitetura*, 2005.

ARAÚJO, M. A.; *A moderna construção sustentável*, 2018.

JORNAL SENADO; *Conferência Rio-92 sobre o meio ambiente do planeta: desenvolvimento sustentável dos países & Rio+20: o Senado na Conferência das Nações Unidas sobre Desenvolvimento Sustentável*, sem data mencionada no documento.

SILVER, P.; McLEAN, W.; EVANS, P.; *Sistemas Estruturais*, 2013.

CARRIERI, R.; *Estruturas que Resistem pela Forma*, 2011.

TERROSO, M.; *Biomimética do ovo*, 2011.

V. M. John; N.M. N. Sato; V. Agopyan e C. Sjöström; *Durabilidade e Sustentabilidade: Desafios para a construção Civil Brasileira*, 2014.

TISAKA, M.; *Orçamento na Construção Civil*, 2006.

CAPÍTULO 19

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE UTILIZAÇÃO DO FILLER DA ESCÓRIA DE ACIARIA BSSF COMO ADIÇÃO EM CONCRETOS

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 16/11/2020

Alisson Rodrigues de Oliveira Dias

Universidade Federal do Ceará, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil
Fortaleza, Ceará
<http://lattes.cnpq.br/7625882727010720>

Felipe Alves Amancio

Universidade Federal do Ceará, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil
Fortaleza, Ceará
<http://lattes.cnpq.br/2162641032819159>

Sarah Oliveira Lucas

Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil
Fortaleza, Ceará
<http://lattes.cnpq.br/0080409966528829>

Isa Lauren Ximenes de Sousa

Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil
Fortaleza, Ceará
<http://lattes.cnpq.br/4181021580132655>

Douglas Alexandre Lima

Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil
Fortaleza, Ceará
<http://lattes.cnpq.br/9110008689134466>

Helano Wilson Pimentel

Universidade Federal do Ceará, Laboratório de Materiais de Construção Civil
Fortaleza, Ceará
<http://lattes.cnpq.br/8235987752257947>

Antônio Eduardo Bezerra Cabral

Universidade Federal do Ceará, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil
Fortaleza, Ceará
<http://lattes.cnpq.br/6399451844691825>

RESUMO: O presente trabalho teve por objetivo avaliar a influência da adição de *filler* da escória de aciaria *Baosteel Slag Short flow* (BSSF), nas porcentagens de 0%, 3%, 6% e 12% sobre a massa de cimento, nas propriedades físicas e mecânicas em concretos de cimento Portland. No estado plástico foram analisados a consistência, o consumo de aditivo, massa específica e teor de ar incorporado. No estado endurecido foi investigado a resistência a compressão aos 7, 28 e 63 dias, módulo de elasticidade, absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica. Os resultados obtidos demonstraram que no estado fresco, à medida que se aumenta a adição de filler de escória de aciaria BSSF, tem-se uma maior demanda de aditivo superplastificante para manter a trabalhabilidade do concreto na mesma faixa do concreto de referência. No estado endurecido, pode-se constatar melhoras significativas na resistência mecânica em todas as idades, além do aumento do módulo de elasticidade e redução da absorção de água e do índice de vazios com o aumento do teor de

adição de filler de escória de aciaria BSSF.

PALAVRAS-CHAVE: Escória de aciaria, Baosteel slag short flow, Concreto, Propriedades mecânicas, Durabilidade.

POTENTIAL EVALUATION OF BSSF STEEL SLAG FILLER USE AS ADDITION ON CONCRETE

ABSTRACT: The objective of this work was to evaluate the influence of the addition of Baosteel slag short flow (BSSF) steel slag, in the percentages of 0%, 3%, 6% and 12% on the cement mass, in the physical and mechanical properties of concrete Portland cement. In the plastic state were analyzed the consistency, additive consumption, specific mass and air content. In the hardened state, were investigated the compressive strength at 7, 28 and 63 days, modulus of elasticity, immersion water absorption, void index and specific mass. The results showed that in the fresh state, as the addition of BSSF steel slag filler increases, there is a greater demand for superplasticizer additive to maintain the workability of the concrete in the same range of the reference. In the hardened state, it is possible to observe a significant improvement in mechanical strength at all ages, as well as an increase in modulus of elasticity and reduction of water absorption and voids index with the increase of the addition content of BSSF steel slag filler.

KEYWORDS: Steel slag, Baosteel slag short flow, Concrete, Mechanical properties, Durability.

1 | INTRODUÇÃO

A construção civil é responsável por transformar o ambiente natural e construído, que precisa ser constantemente atualizado e mantido. Por estar associada à produção e extração de matérias-primas para a execução de seus projetos, tem havido um crescente interesse por pesquisas voltadas para a investigação de novos materiais que possam substituir a aplicação de agregados naturais na construção. Algumas dessas pesquisas visam utilizar materiais alternativos de subprodutos em processos industriais para encontrar soluções que sejam capazes de aliar crescimento econômico e preservação ambiental (GAJDA *et al.*, 2017; XIE *et al.*, 2016) e promover durabilidade e melhorias nas propriedades do produto final (LOHANI *et al.*, 2012).

A maior parte dos resíduos gerados pela atividade industrial pode ser transformada para produzir novos materiais de construção. Dentre os setores industriais responsáveis pela grande geração de subprodutos e resíduos, destaca-se a siderurgia. Em 2017 a produção mundial de aço atingiu 1,689 bilhão de toneladas (WORDSTEEL ASSOCIATION, 2018). Em nível internacional, o Brasil ocupava a 9ª posição, com cerca de 2,1% da produção mundial e era o maior produtor da América Latina, obtendo 52,2% dessa produção (IAB, 2018).

Porém, com o processo de produção do aço, as indústrias siderúrgicas geram grandes quantidades de escória como resíduo (QASRAWI, 2014). De acordo com o mais recente Relatório de Sustentabilidade publicado pelo Instituto Aço Brasil (2018), cada

tonelada de aço produzida gera 607 quilos de coprodutos (escória de aciaria e escória de alto forno) e resíduos (pós e lamas).

Com isso, em 2017, a indústria siderúrgica brasileira gerou um total de 20,9 milhões de toneladas de coprodutos e resíduos. Atualmente, a escória de alto-forno representa cerca de 42% do total de geração de resíduos no Brasil, equivalente a cerca de 8,8 milhões de toneladas/ano, enquanto a escória de aciaria é responsável por 27% dessa geração, ou seja, cerca de 5,6 milhões de toneladas/ano (IAB, 2018).

A escória de alto-forno, devido às suas propriedades aglutinantes, é aplicada na fabricação de cimento Portland (ROJAS, ROJAS, 2004; ILYUSHECHKIN *et al.*, 2012; NEVILLE, BROOKS, 2013), conseqüentemente mais de 90% da escória de alto-forno produzida na indústria do aço é vendida para a indústria cimenteira (IAB, 2018). Em contrapartida, a escória de aciaria contém baixo percentual de sílica amorfa e alto teor de óxidos de ferro, portanto, apresenta baixa ou nenhuma atividade pozolânica e não é adequada para a produção de cimentos (METWALLY; FARIED; TAWFIK, 2017). Como resultado, cerca de 36% do total de escória de aciaria produzida é vendido principalmente para uso em bases e sub-bases de estradas e terraplanagem/aterros (IAB, 2018).

Atualmente, o principal obstáculo à aplicação de escória de aciaria em compósitos cimentícios deve-se à possibilidade de expansão, causada principalmente pelo alto teor de óxidos de cálcio e magnésio livres (CaO e MgO) (WANG, WANG, GAO, 2010; WANG, 2011; BRAND, ROESLER, 2015). Os produtos formadores de hidratação de CaO e MgO são responsáveis pela geração de tensões internas e trincas que podem resultar na desintegração do material. (TAVARES, 2012).

Nesse sentido, a *Baosteel*, empresa siderúrgica chinesa, desenvolveu um novo tratamento para escória de aciaria, onde a escória ainda líquida é basculada em um recipiente rotativo, sendo resfriada rapidamente com jatos de água (LIU; WANG, 2011), combinada com forças mecânicas para trituração, formando um material em fase vítrea, granulada e com baixos teores de óxidos livres (LI, GUO, 2014). Esse tratamento da escória de aciaria confere-lhe a característica de ser livre de expansão (LI, GUO, 2014; LIU, WANG, 2011). Como resultado desse processo, é obtida a escória de aciaria *Baosteel Slag Short Flow* (BSSF). Dessa maneira, o objetivo deste estudo foi avaliar a influência da incorporação do filler da escória de aciaria BSSF como adição nas propriedades mecânicas e de durabilidade do concreto de cimento Portland.

2 | MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Materiais

Para a investigação experimental foi utilizado o cimento Portland CP V, por ser o tipo de cimento comercializado que possui menor quantidade de adições. O aditivo químico utilizado foi do tipo superplastificante, composto por policarboxilatos, possui pH

de 7, densidade de 1,15 g/cm³ e solubilidade em água de 100 g/L. A água utilizada na mistura do concreto atendeu aos requisitos da norma brasileira ABNT NBR 15900 (ABNT, 2009). Os agregados utilizados foram areia natural e brita como agregado miúdo e graúdo, respectivamente. Ambos os agregados atenderam aos requisitos da ABNT NBR 7211 (ABNT, 2009). A Tabela 1 apresenta as propriedades físicas desses agregados.

Ensaio	Norma	Agregado miúdo (areia natural)	Agregado graúdo	
			Brita tipo 0	Brita tipo 1
Dimensão máxima característica (DMC)	ABNT NM 248/03	2,36 mm	12,5 mm	19 mm
Módulo de finura	ABNT NM 248/03	2,52	5,99	6,84
Massa unitária	ABNT NM 45/06	1,50 g/cm ³	1,41 g/cm ³	1,37 g/cm ³
Absorção	ABNT NM 52/09	0,2 %	0,89 %	0,94 %
Massa específica	ABNT NM 52/09	2,64 g/cm ³	2,61 g/cm ³	2,61 g/cm ³
Material pulverulento	ABNT NM 46/03	1,7 %	0,29 %	0,9 %

Tabela 1 – Características físicas dos agregados miúdo e graúdo utilizados na pesquisa.

A escória de aciaria BSSF utilizada foi fornecida pela siderúrgica Companhia Siderúrgica do Pecém (CSP), localizada no estado do Ceará. O material foi seco em estufa à temperatura de 105±5 °C, até a constância de massa. Em seguida, foi submetida a um processo de peneiramento para coleta do material passante na peneira de 75 µm, posteriormente, o material foi caracterizado.

A massa específica da escória de aciaria BSSF é de 3,72 g/cm³, determinada conforme ABNT NBR 16605 (ABNT, 2017). A caracterização química foi realizada por Fluorescência de Raios X (FRX), utilizando um espectrômetro de raios X Rigaku ZSX mini II. Este ensaio mostrou que a escória de aciaria BSSF é basicamente composta por Fe₂O₃, CaO e SiO₂ (± 92%).

A composição mineralógica da escória de aciaria BSSF foi analisada por meio do ensaio de Difração de Raios X (DRX). O equipamento utilizado foi o difratômetro para amostras policristalinas modelo *Xpert Pro MPD Panalytical*. Neste experimento, não foi possível identificar todas as fases cristalinas, pois a escória de aciaria BSSF não possui uma estrutura cristalina definida, em decorrência do processo de resfriamento rápido que não proporciona tempo e condições adequadas para a formação dessas fases. As que melhor caracterizaram os picos também foram as de maior quantidade, que são as fases cristalinas de wustita (FeO) e magnetita (Fe₃O₄), conforme mostra o difratograma da Figura 1. Segundo Murphy *et al.* (1997 apud MASUERO, 2001), a presença de wustita é

responsável pela natureza não cimentícia da escória de aciaria BSSF, enquanto a magnetita é um material fortemente magnético que possui forma cristalina isométrica e forma cúbica.

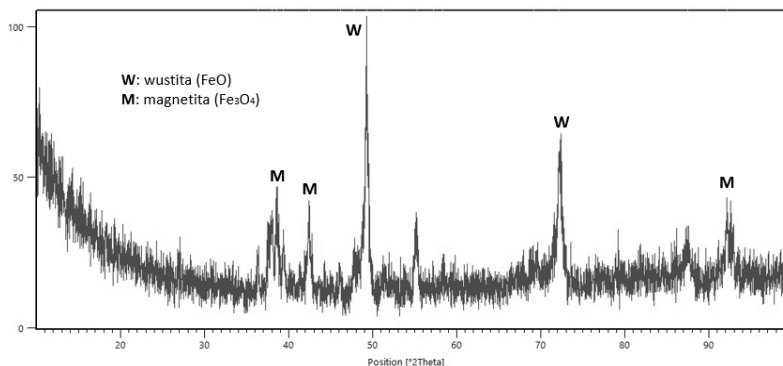


Figura 1 – Difratograma da escória de aciaria BSSF.

Também foi investigado o fenômeno de expansão da escória de aciaria BSSF, seguindo como parâmetro a especificação da ABNT NBR 16697 (ABNT, 2018). O ensaio foi realizado com base no método *Le Chatelier* (ABNT NBR 11582: 2016). Para este método foi adotada a substituição do cimento por escória de aciaria BSSF no teor de 50%, em volume. Pesquisas anteriores mostraram que esse conteúdo é suficiente para que o fenômeno ocorra se o material tiver características expansivas (Mehta (1999) apud Masuero 2001). Como resultado, a escória de aciaria BSSF não apresentou expansão a frio e em relação à expansão a quente, todos os resultados obtidos ficaram dentro do limite máximo especificado na norma brasileira.

Para a obtenção da granulometria da escória de aciaria BSSF, foi realizado um ensaio por difração a laser em um analisador de partículas *Mastersize 2000E*, com o apoio de uma unidade de dispersão *Scirocco 2000M*. A distribuição do tamanho das partículas é mostrada na Figura 2.

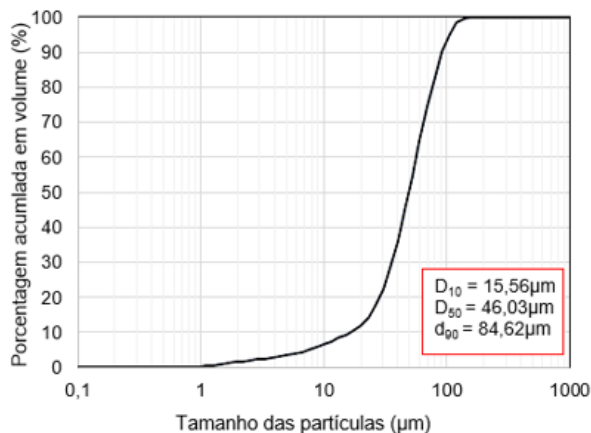


Figura 2 – Granulometria a laser da escória de aciaria BSSF.

Além disso, foi determinado o índice de atividade pozolânica da escória de aciaria BSSF com o cimento Portland, de acordo com a norma ABNT NBR 5752 (ABNT, 2014). Foi determinado um índice de atividade pozolânica de 71%. Este valor não caracteriza a escória de aciaria BSSF como material pozolânico, pois conforme especificações da ABNT NBR 12653 (ABNT, 2014) o índice de pozolanicidade com o cimento Portland deve ser igual ou superior a 90%, para caracterizar o material como pozolânico.

2.2 Programa Experimental

Com o objetivo de analisar o comportamento do concreto quanto às suas propriedades mecânicas e de durabilidade com adição de escória de aciaria BSSF, foram estudadas misturas produzidas com teores de adição de 0%, 3%, 6% e 12% em relação à massa de cimento, em concretos de classe de resistência de 30 MPa. A consistência da mistura foi fixada em 100 ± 10 milímetros obtida pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, realizado conforme ABNT NBR NM 67 (ABNT, 1998). A Tabela 2 apresenta o consumo de materiais por metro cúbico dessas misturas.

Traço	Teor de adição	Cimento	Escória de aciaria BSSF	Areia natural	Brita tipo 0	Brita tipo 1	Água
T0	0 %	360,0	-	794,0	264,0	703,0	180,0
T3	3 %	358,9	10,8	791,6	263,2	700,9	179,5
T6	6 %	357,9	21,6	789,3	262,4	698,8	178,9
T12	12 %	355,7	43,2	784,5	260,9	694,6	177,9

Tabela 2 – Consumo de materiais (em kg/m^3) dos traços estudados.

No estado fresco foram determinados o consumo de aditivo, teor de ar incorporado (ABNT NBR NM 47/02) e massa específica (ABNT NBR 9833/08) de cada mistura. Para o estado endurecido foram moldados corpos de prova cilíndricos com dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Após a moldagem, os corpos de prova foram submetidos à cura úmida por imersão e os testes de caracterização realizados com 7, 28 e/ou 63 dias de idade. Os ensaios realizados foram resistência à compressão (ABNT NBR 5739, 2018), módulo de elasticidade (ABNT NBR 8522, 2017), absorção de água, índice de vazios e massa específica (ABNT NBR 9778, 2005).

Após a coleta de dados, foi realizada a análise estatística dos resultados por meio da Análise de Variância (ANOVA), com nível de confiança de 95%, por meio do software *Statistica 7.0* e realizado o teste de comparação de médias múltiplas pelo teste de Tukey.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos na caracterização dos traços de concreto no estado fresco, com adição de escória de aciaria BSSF.

Traço	Teor de adição	Teor de aditivo	Teor de ar incorporado	Massa específica
T0	0 %	0,28 %	2,0 %	2,17 g/cm ³
T3	3 %	0,32 %	3,0 %	2,34 g/cm ³
T6	6 %	0,45 %	3,0 %	2,38 g/cm ³
T12	12 %	0,77 %	5,0 %	2,39 g/cm ³

Tabela 3 – Caracterização das misturas de concreto no estado fresco.

Pode-se observar a partir dos dados da Tabela 3 que a adição de escória de aciaria BSSF causa um aumento no consumo de aditivo para manter a trabalhabilidade necessária. Esse efeito pode estar associado ao aumento da área superficial a ser molhada, devido à adição de partículas finas da escória de aciaria BSSF. No mesmo sentido, o estudo de Westerholm e Lagerblad (2012) explica que o uso de fillers no concreto demanda uma quantidade maior de aditivo superplastificante para manter a trabalhabilidade.

A literatura (NEVILLE, BROOKS, 2013; MEHTA, MONTEIRO, 2013) estabelece que no caso de concretos produzidos com uso de aditivos, o percentual de teor de ar incorporado atinge em média 5%. Assim, os valores apresentados na Tabela 3 podem ser considerados aceitáveis. Em relação à massa específica, ocorre um ganho com o aumento do teor de adição de escória de aciaria BSSF, devido ao maior peso específico da escória de aciaria BSSF (3,72 g / cm³).

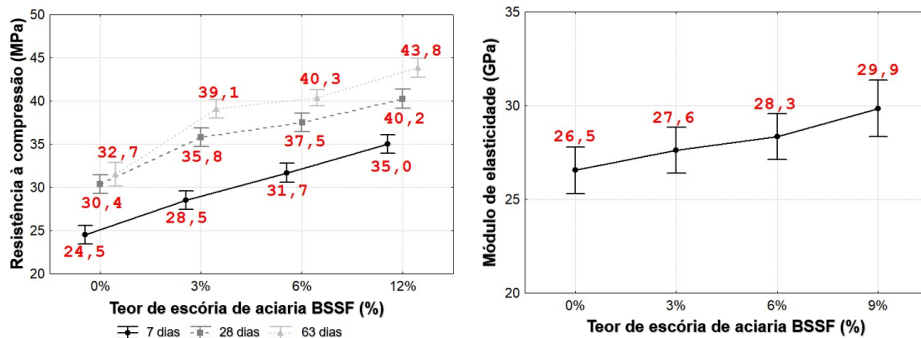


Figura 3 – a) Comportamento da resistência à compressão com a adição da escória de aciaria BSSF por idade e; b) Módulo de elasticidade dos traços investigados aos 28 dias.

Em relação às propriedades mecânicas, a Figura 3 revela que houve um aumento gradativo da resistência à compressão (Figura 3a) e do módulo de elasticidade (Figura 3b) à medida que aumentou o teor de adição de escória de aciaria BSSF, em todas as idades investigadas.

Verifica-se que os maiores teores de adição geraram os maiores valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade. Isto deve-se ao melhor empacotamento dos grãos, em virtude dos microfinos, gerando assim um melhor preenchimento dos vazios do concreto. Além disto, o incremento de módulo de elasticidade também pode ter ocorrido devido à elevada massa específica da escória de aciaria ($3,72 \text{ g/cm}^3$) bem como a dureza do mesmo, pois a dureza da escória de aciaria é similar ou superior aos agregados de origem quartzosa e granítica (MOTZ, GEISELER, 2001; LUXAN *et al.*, 2000).

Destaca-se ainda a influência na resistência à compressão nos traços com maiores teores de filler de escória de aciaria BSSF, em virtude do aumento do consumo de aditivo, ao passo que a adição de superplastificante no concreto melhora o empacotamento das partículas dispersando as partículas finas, aumentando assim a resistência (MOOSBERG *et al.*, 2004).

Com o aumento da resistência à compressão devido o aumento da adição de filler de escória de aciaria BSSF, esperava-se um incremento no módulo de elasticidade do concreto, ao passo que a resistência do concreto exerce influência no módulo de elasticidade (MEHTA, MONTEIRO, 2014; NEVILLE, BROOKS, 2013). Em relação ao módulo de elasticidade, ao calcular a Análise de Variância (ANOVA), foi possível determinar que a adição de escória de aciaria BSSF exerce influência significativa em tal propriedade, verificou-se que tanto a idade como o teor de adição são estatisticamente significativos. Entretanto, com o teste de comparações de médias de Tukey, verificou-se que as diferenças ocorrem entre o traço T0 e o traço T12. Isto implica dizer que a diferença não é significativa nos valores de módulo de elasticidade entre os traços T0, T3 e T6.

Em relação à massa específica dos concretos, nota-se que ocorre um aumento desta propriedade conforme aumenta-se o teor de adição de filler de escória de aciaria BSSF (Figura 4). Isto pode ser justificado pela elevada massa específica da escória de aciaria BSSF ($3,72 \text{ g/cm}^3$) em relação aos demais materiais constituintes do concreto.

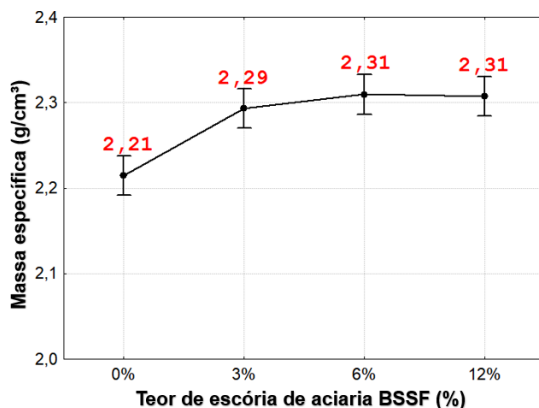


Figura 4 – Massa específica dos concretos conforme o teor de adição de filler de escória de aciaria BSSF.

Em relação ao ensaio de absorção de água por imersão e índice de vazios, os valores são apresentados na Figura 5a e 5b, respectivamente. Verifica-se que o aumento do teor de adição de filler de escória de aciaria BSSF ocasiona uma redução da absorção de água e do índice de vazios em até 35% e 33%, respectivamente. Estudos similares com a adição de materiais inertes em concretos constataram fatos semelhantes. Gonçalves (2000) verificou uma redução significativa na absorção de água (10,2% em comparação com o de referência) e no índice de vazios.

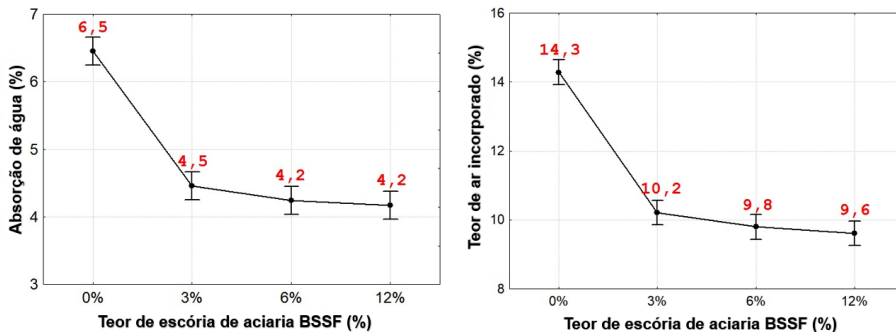


Figura 5 – a) Absorção de água por imersão conforme o teor de adição e; b) Índice de vazios dos concretos conforme o teor de adição de filler de escória de aciaria BSSF.

Conforme a realização da ANOVA, pode-se constatar que a redução da absorção de água e do índice de vazios é significativa. Campos (2015) explica que os finos inertes atuam com material de enchimento, reduzindo a quantidade de vazios no concreto. Com isto, justifica-se os resultados obtidos quanto a redução da absorção de água e índice de vazios e melhoria nas propriedades mecânicas. No mesmo sentido, Mehta e Monteiro (2014), afirmam que a propriedade de índice de vazios tende a diminuir à medida que se aumenta a classe de resistência do concreto, devido ao aumento da densificação da matriz.

4 | CONCLUSÕES

Com os resultados obtidos nesta pesquisa, para os materiais e metodologias adotadas, pode-se comprovar a viabilidade da utilização do filler da escória de aciaria BSSF como adição em concreto de cimento Portland. Quanto às propriedades no estado fresco, constatou-se um aumento da massa específica, em função da elevada massa específica do resíduo, bem como um aumento considerável do consumo de aditivo. Isto se deve ao aumento da área superficial a ser molhada, com o aumento da adição de filler.

Em relação as propriedades mecânicas, com o aumento do teor de adição, houve um incremento na resistência à compressão de até 42,8%, 32,2% e 39%, respectivamente para as idades de 7 dias, 28 dias e 63 dias, enquanto no módulo de elasticidade, o aumento máximo foi de 12,8%. As propriedades de absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica foram influenciadas significativamente com a adição do filler conforme constatado pela ANOVA. Verificou-se uma redução de até 35% e 33%, respectivamente para a absorção de água e o índice de vazios.

Por fim, recomenda-se a realização de novos ensaios com concretos de diferentes relações a/c para investigar o comportamento em concretos com outras características. Sugere-se ainda a realização de outros ensaios como resistência à abrasão e penetração de íons cloretos, no intuito de obter uma melhor caracterização dos concretos com adição de filler de escória de aciaria BSSF.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15900-1: Água para amassamento do concreto – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2009.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211: Agregado para concreto - Especificação**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto - determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9778: Argamassa e concretos endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9833: Concreto fresco – Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 47: Concreto – Determinação do teor de ar incorporado em concreto fresco – Método pressométrico**. Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11582: Cimento Portland - Determinação da expansibilidade Le Chatelier**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12653: Materiais pozolânicos - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16605: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica**. Rio de Janeiro, 2017.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5752: Materiais pozolânicos - Determinação do índice de desempenho com cimento Portland aos 28 dias**. Rio de Janeiro, 2014.

BRAND, A. S. ROESLER, J. R. **Steel furnace slag aggregate expansion and hardened concrete properties**. Cement & Concrete Composites. Volume 60, 2015, p. 1-9.

CAMPOS, H. F. **Concreto de alta resistência utilizando pó de pedra como substituição parcial do cimento Portland: Estudo experimental**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2015, 148p.

GAJDA, K. BAUNE, M. THOMING, J. **Recycling Options for Steel Working Slag and Upcycling Perspectives**. Procedia Manufacturing, v. 8, 2017, p. 643-648.

GONÇALVES, J. P. **Utilização do resíduo de corte de granito (RCG) como adição para a produção de concretos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000, 135p.

IAB, Instituto Aço Brasil. **Relatório de Sustentabilidade**. Fonte: Instituto Aço Brasil: Disponível em: <http://www.acobrasil.org.br/sustentabilidade/>, 2018.

ILYUSHECHKIN, A. Y. ROBERTS, D. G. FRENCH, D. HARIIS, D. J. **IGCC Solids Disposal and Utilisation**, Relatório Final para ANLEC Project 5-0710-0065. CSIRO, Austrália, 2012.

LI, G. GUO, M. **Current Development of Slag Valorisation in China**. Waste Biomass Valor, v. 5, 2014, p. 317-325.

LIU, Y. WANG, X. **Application of the BSSF molten steel slag processing technology in POSCO**. Baosteel Technical Research, v. 5, ed. 2, 2011, p. 20-23.

LOHANI, T. K. PADHI, M. DASH, K. P. JENA, S. **Optimum utilization of quarry dust as partial replacement of sand in concrete**. International Journal of Applied Sciences and Engineering Research, v. 1, n. 2, 2012, p. 391-404.

LUXAN, M. P. SOTOLONGO, R. DORREGO, F. HERRERO, E. **Characteristics of the slag produced in the fusion of scrap steel by electric arc furnace**. Cement and Concrete Research, volume 30, 2000, p. 517-519.

MASUERO, A. B. **Estabilização das escórias de aciaria elétrica com vistas a sua utilização como substituição ao cimento**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.

MEHTA, P. K. MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. PINI, São Paulo, 2014.

METWALLY, K. A. FARIED, A. S. TAWFIK, T.A. **Significance of blast furnace as coarse aggregate in concrete**. Life Science Journal, v. 14, 2017, p.1-6.

MOOSBERG-BUSTNES, H. LAGERBLAD, B. FORSSBERG, E. **The function of fillers in concrete**. Materials and Structures, v. 37, 2004, p. 74-81.

MOTZ, H. GEISELER, J. **Products of steel slag an opportunity to save natural resources**. Waste management, v. 21, 2001, p. 285-293.

NEVILLE, A. M, BROOKS, J. J. **Propriedades do concreto**. Tradução de Ruy Alberto Cremonini. 5ª Edição. Porto Alegre: Bookman, 2013, 888 p.

QASRAWI, H. **The use of steel slag aggregate to enhance the mechanical properties of recycled aggregate concrete and retain the environment**. Construction and Building Materials, v. 54, 2014, p. 298-304.

ROJAS, M. F. ROJAS, M. I. S. **Chemical assessment of the electric arc furnace slag as construction material: expansive compounds**. Cement and Concrete Research, v. 34, 2004, p. 1881-1888.

WANG, G. **Determination of the expansion force of coarse steel slag aggregate**. Construction and Building Materials, v. 24, 2010, p. 1961-1966.

WANG, G. WANG, Y. GAO, Z. **Use of steel slag as a granular material: Volume expansion prediction and usability criteria.** Journal of Hazardous Materials, v. 184, 2010, p. 555-560.

WESTERHOLM, M. LAGERBLAD, B. **Filler and filler quality of crushed rocks in concrete production.** Internationale Baustofftagung (ibaasil). Bauhaus-Universidade Weimar, Bundesrepublik Deutschland, v. 2, 2012, p. 12–15.

WORDSTEEL ASSOCIATION. **World steel in figures 2018.** Belgium. ISBN: 978-2-930069-89-0. Disponível em : <https://www.worldsteel.org/en/dam/jcr:f9359dff-9546-4d6b-bed0-996201185b12/World+Steel+in+Figures+2018.pdf/>, 2018.

XIE, J. WU, S. ZHANG, L. XIAO, Y. DING, W. **Evaluation the deleterious potential and heating characteristics of basic oxygen furnace slag based on laboratory and in-place investigation during large-scale reutilization.** Journal of Cleaner Production, v. 133, 2016, p. 78–87.

CONCRETO COM INCORPORAÇÃO DE CINZAS DO BAGAÇO DA CANA-DE-AÇÚCAR: ANÁLISE DE SUA EFICIÊNCIA NA PRODUÇÃO DE BLOCOS DE ALVENARIA

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 16/11/2020

Paula Fernanda Guedes

Universidade Estadual de Maringá, Centro de
Tecnologia
Umuarama – Paraná
<http://lattes.cnpq.br/3006852413156257>

Leandro Vanalli

Universidade Estadual de Maringá, Centro de
Tecnologia
Umuarama – Paraná
<http://lattes.cnpq.br/7914246286490927>

Frank Kiyoshi Hasse

Universidade Estadual de Maringá, Centro de
Tecnologia
Umuarama – Paraná
<http://lattes.cnpq.br/9718767420703380>

Guilherme Perosso Alves

Universidade Estadual de Maringá, Centro de
Tecnologia
Umuarama – Paraná
<http://lattes.cnpq.br/4988164021159066>

Talita Cristina Rezende

Universidade Estadual de Maringá, Centro de
Tecnologia
Umuarama – Paraná
<http://lattes.cnpq.br/1129748442793159>

RESUMO: A necessidade de economia e inovação no mercado da construção civil conduz à atenção no desenvolvimento de novas

metodologias construtivas e de novos materiais, sobretudo buscando-se eficiência e a redução da geração de resíduos para o meio ambiente. Assim, considerando que o concreto é um dos materiais mais empregados no mundo, o estudo da incorporação de resíduos em sua massa vem ganhando destaque em muitos centros de pesquisa, buscando-se a constituição de novos tipos de concreto que tenham suficiente desempenho mecânico e que sejam também sustentáveis. Nesse contexto, a cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBCA) é um material abundante oriundo da agroindústria, disponível em várias regiões, rico em sílica e com possibilidade de emprego em artefatos de cimento. Para tanto, o presente artigo apresenta uma investigação da viabilidade da incorporação da CBCA no concreto utilizado na produção de blocos de alvenaria em substituição parcial da areia natural e/ou do cimento. Realizou-se ensaios de caracterização da CBCA, como os de granulometria e de determinação do índice de atividade pozolânica, que indica sua capacidade de atuar como aglomerante e, também, como aspectos mais importantes da pesquisa, ensaios de resistência do concreto com diversas proporções de CBCA e de blocos de alvenaria produzidos com um dos traços. Os resultados mostram que é possível ocorrer ganho de resistência no concreto com a incorporação parcial de cinzas, evidenciando-se uma alternativa econômica e sustentável para a produção de blocos de concreto utilizados na Construção Civil.

PALAVRAS-CHAVE: Sustentabilidade, Concreto com CBCA, Resíduo agroindustrial.

CONCRETE WITH INCORPORATION OF ASH FROM SUGARCANE BAGASSE: ANALYSIS OF ITS EFFICIENCY IN THE PRODUCTION OF MASONRY BLOCKS

ABSTRACT: The need for economy and innovation in the civil construction market leads to attention in the development of new construction methodologies and new materials, especially seeking efficiency and the reduction of waste generation for the environment. Thus, considering that concrete is one of the most used materials in the world, the study of the incorporation of waste in its mass has gained prominence in many research centers, seeking the constitution of new types of concrete that have sufficient mechanical performance and that are also sustainable. In this context, sugarcane bagasse ash (CBCA) is an abundant material from the agribusiness, available in several regions, rich in silica and with the possibility of being used in cement artifacts. To this end, this article presents an investigation of the feasibility of incorporating CBCA into the concrete used in the production of masonry blocks in partial replacement of natural sand and / or cement. Characterization tests of the CBCA were carried out, such as those of granulometry and determination of the pozzolanic activity index, which indicates its capacity to act as a binder, and also, as the most important aspects of the research, concrete strength tests with different proportions of CBCA and masonry blocks produced with one of the lines. The results show that it is possible to gain strength in the concrete with the partial incorporation of ash, showing an economical and sustainable alternative for the production of concrete blocks used in Civil Construction.

KEYWORDS: Sustainability, Concrete sugarcane bagasse ash; Agroindustrial waste.

1 | INTRODUÇÃO

A necessidade de economia e inovação no mercado da construção civil conduz à atenção no desenvolvimento de novas metodologias construtivas e de novos materiais, sobretudo buscando-se eficiência e redução da geração de resíduos para o meio ambiente. Assim, considerando que o concreto é um dos materiais mais empregados no mundo, o estudo da incorporação de resíduos em sua massa vem ganhado destaque em muitos centros de pesquisa, buscando-se a constituição de novos tipos de concreto que tenham suficiente desempenho mecânico e que sejam mais sustentáveis.

No entanto, para a sua produção, fundamental para a indústria da construção civil, é ambientalmente preocupante o elevado consumo de agregados, dentre eles, a areia, que é um recurso natural muito explorado e utilizado como agregado miúdo para dar volume para a massa cimentícia. A extração desse material aluvionar em rios vem sendo fortemente condenada por diversos setores da sociedade, pois promove alterações da profundidade e do curso dos rios, podendo causar mudanças de velocidade de escoamento das águas (Oliveira & Mello, 2007). Além disso, como consequência indireta, leva também à destruição da mata ciliar e afugento de animais (Annibelli & Souza, 2007).

Nesse contexto da sustentabilidade, impulsionado pela produção do combustível etanol, o Brasil é o maior produtor de cana-de-açúcar do mundo, seguido pela Índia (Bahurudeen, Vaisakh, & Santhanam, 2015), sendo que, na safra de 2019/2020, segundo

a Companhia Nacional de Abastecimento [CONAB] (2019), foram geradas 642.718,8 mil toneladas de cana moída. O maior estado brasileiro produtor de cana-de-açúcar é o de São Paulo com 52,30% da área plantada nacional (CONAB, 2016). Nessa forte indústria sucroalcooleira, um dos subprodutos gerados a partir da produção de açúcar, álcool e outros produtos, é o bagaço da cana-de-açúcar (BCA). Depois da cogeração de energia nas usinas sucroalcooleiras, processo em que o BCA é utilizado como combustível para as caldeiras na geração de energia, origina-se um resíduo denominado Cinza do Bagaço de Cana-de-açúcar (CBCA), que representa cerca de 0,62% do total de cana moída (Souto, 2010), que até o momento não possui valor econômico para a indústria. Conforme dados da Federação das Indústrias do Estado de São Paulo [FIESP] e do Centro das Indústrias do Estado de São Paulo [CIESP] (2001), a cada tonelada de cana-de-açúcar processada são gerados 260 quilogramas de BCA e destes, após a queima, gera-se 6,20 quilogramas de CBCA.

No Brasil, segundo (Santos, Cândida, & Ferreira, 2010) pode-se dizer que a construção civil se evidencia por ser geradora de impactos ambientais (Tozzi, 2006), mesmo sofrendo uma desaceleração nos últimos anos, a quantidade de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) gerados a cada ano continua sendo significativa. Em 2017, foram coletados 45 milhões de toneladas de RCD no Brasil, sendo que na Região Sul foram coletadas 16.742 t/dia segundo dados da Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais [ABRELPE] (2018). Utilizando-se da afirmação de Souza, Paliari, Agopyan & Andrade (2004), entende-se que isso pode significar o desperdício de recursos naturais e a falta de áreas de disposição final ambientalmente adequada de rejeitos (Guerra, 2009).

Desse modo, visando-se contribuir com a diminuição dos impactos ambientais na indústria da construção e com a obtenção de um destino alternativo para um abundante resíduo agroindustrial, promissor no enriquecimento de matrizes de cimento (Athira, Bahurudeen, Sahu, Santhanam, & Lalu, 2020), o presente artigo aborda experimentalmente a incorporação de cinzas do bagaço da cana-de-açúcar (CBCA), material proveniente de fontes renováveis, em substituição parcial ao agregado miúdo (areia) e ao cimento, na produção de concretos utilizados na fabricação de blocos de alvenaria estrutural, avaliando a eficiência de seu emprego na construção de edificações mais sustentáveis.

2 | REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Considerações gerais sobre a CBCA

A cinza do bagaço da cana-de-açúcar é o resíduo inorgânico que permanece após a queima da matéria orgânica, transformada em dióxido de carbono (CO_2), água e dióxido de nitrogênio (NO_2). Sua composição não é necessariamente a mesma que a matéria mineral presente no bagaço, pois ocorrem perdas por volatilização e interações entre

os seus elementos constituintes (Aragão, 2009). De acordo com Souto (2010), a cinza residual apresenta poucos nutrientes minerais e de difícil degradação, não apresentando características favoráveis à utilização como adubo. Tal fato motiva a busca por aplicações que possam agregar valor ao subproduto que, devido a sua constituição predominante com dióxido de silício (SiO_2) e trióxido de alumínio (AlO_3), possui características físicas e químicas favoráveis a sua utilização como aditivo mineral ao concreto (Cordeiro, 2006). A cinza pode ainda, devido à sua granulometria, promover o efeito *filler* na matriz (Figura 1), aumentando a resistência devido a uma maior compactação da mistura (Santos, Vanderlei, Moraes, Rosina, & Balbino 2019).

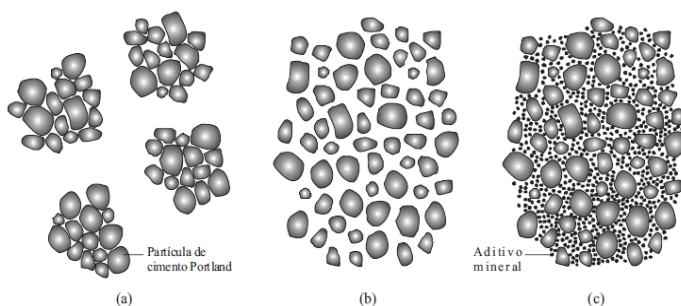


Figura 1 - Representação esquemática de partículas de cimento Portland em pastas sem aditivos (a), com aditivos superplastificante (b) e com superplastificante e aditivo mineral de elevada finura (c)

Fonte: Cordeiro (2006).

Na Figura 1 (a) tem-se uma pasta somente de água e cimento, cujas partículas encontram-se aglomeradas em função de forças atrativas de origem eletrostática. Desta forma, há grande probabilidade de se formarem vazios capilares e quantidades significativas de grãos de cimento não hidratados. Com o emprego do superplastificante, ocorre a defloculação e dispersão das partículas de cimento, contribuindo para a hidratação por completo, como mostrado na Figura 1 (b). Com a incorporação do aditivo mineral (como a CBCA) à pasta, Figura 1 (c), pode ocorrer o preenchimento dos vazios entre partículas de cimento disperso, conduzindo ao aumento da compactidade da mistura e consequente refinamento da rede porosa (Cordeiro, 2006).

A utilização de adições minerais como *filler* significa uma maior quantidade de finos presentes na mistura, o que conduz ao aumento do consumo de água para a manutenção da trabalhabilidade, levando ao aumento da relação água-cimento, a qual pode ser corrigida por meio da utilização de aditivos químicos plastificantes. Pode-se dizer que as adições são materiais de origem mineral utilizados em conjunto ao cimento, com o objetivo de

proporcionar um desempenho tecnológico diferenciado ao concreto, gerando efeitos de ordem física ou química. Eventualmente, com essa adição, pode ocorrer a redução nos custos de produção do concreto em função da substituição de uma parcela de clínquer, que é a matéria prima do cimento (Ganesan, Rajagopal, & Thangavel, 2007).

Um outro efeito químico importante que ocorre nas adições minerais é a reação pozolânica e consiste na reação entre os compostos quimicamente ativos do material, que em geral são a sílica (SiO_2) e a alumina (Al_2O_3), com o hidróxido de cálcio (cal hidratada - CH), produzido pela hidratação dos silicatos do cimento, para formar novos produtos hidratados (Cordeiro, 2006). Desta forma, durante as reações pozolânicas são formados silicatos de cálcio hidratados (CSH) que acabam preenchendo os vazios capilares com material de baixa densidade ou acabam por substituir os grandes cristais de CH orientados por numerosos pequenos cristais com aspecto fractal (Mehta e Monteiro, 2008). Para Gobbi (2010), o silicato de cálcio hidratado (CSH) formado é o responsável pela resistência da pasta, de modo a formar um gel contendo as partículas da sílica ativa que preenchem os vazios da mistura cimentícia, resultando em uma estrutura mecanicamente mais resistente.

O silício é absorvido do solo pelas raízes na forma de ácido monossilício (H_4SiO_4). Com a saída da água das plantas por transpiração, o composto deposita-se nas paredes externas das células da epiderme como sílica gel. Outra possível fonte de sílica para a cinza é a areia (quartzo), oriunda da lavoura, que não é totalmente removida durante a etapa de lavagem e processamento da cana-de-açúcar, permanecendo no bagaço que entra em combustão (Cordeiro, 2006). No entanto, o potencial pozolânico pode variar conforme a granulometria da cinza, o método e a temperatura de queima, uma vez que a falta de controle deste processo nas usinas sucroalcooleiras pode levar à produção de cinza com granulometria variável, contaminada por areias, e ainda obter sílica com estrutura atômica cristalina, incapaz de reagir com o CH e apresentar comportamento pozolânico (Bahurudeen, Vaisakh, & Santhanam, 2015).

Dessa forma, observa-se que o material pode apresentar pozolanicidade em função de algumas características inerentes ao seu processo de queima e granulometria. Cordeiro (2006) estudou o índice de atividade pozolânica (IAP) da cinza em função de sua granulometria utilizando a metodologia da NBR12653 (2012), que estabelece o valor mínimo de 75% para o IAP, para que a cinza seja classificada como pozolânica. O autor utilizou diferentes tipos de moinhos com vários tempos de moagem para diminuir a granulometria da cinza, obtendo grãos superfinos e com elevadas superfícies específicas. Concluiu que para a obtenção de cinzas com o índice de atividade mínimo de 75% é necessário que o material apresente superfícies específicas entre $350 \text{ m}^2/\text{kg}$ e $400 \text{ m}^2/\text{kg}$, independente da condição de moagem. Com o aumento da superfície específica, aumenta-se a reatividade. No entanto, com o maior tempo de moagem, ocorre também o maior gasto energético para a obtenção de cinzas reativas, elevando o custo inerente ao material.

De acordo com Paula (2006), as propriedades das cinzas estão relacionadas às

condições de queima do bagaço, sendo que em temperaturas de queima ente 500°C e 680°C resultam em cinzas com sílica amorfa, temperaturas acima de 700°C podem levar à formação de quartzo ou outras formas cristalinas da sílica. Para temperaturas de queima acima de 800°C a sílica presente nas cinzas é essencialmente cristalina. Em temperaturas entre 450°C e 500°C as cinzas apresentam grande quantidade de carbono, cor escura e com sílica amorfa. Segundo Cordeiro (2006), a coloração da cinza é um indicativo do grau de calcinação (queima) que o bagaço foi submetido e, conseqüentemente, do seu teor de carbono. Na figura 2 são apresentadas cinzas com cores diferenciadas, produzidas nas fornalhas, além do bagaço da cana em condições naturais.

De acordo com Chusilp, Jaturapitakkul e Kiattikomol (2009), cinzas obtidas por queima à 600° C e beneficiadas em processos de moagem podem substituir até 20% do cimento em concretos, apresentando excelentes resultados nas primeiras idades. Esta propriedade está ligada ao fato das pequenas partículas da CBC preencherem os vazios e espaços anteriormente ocupados por ar, produzindo assim, um concreto mais denso.



Figura 2 – (a) Bagaço da cana-de-açúcar; (b) Cinza escura com alto teor de carbono; (c) Cinza com menor teor de carbono; (d) cinza gerada após a combustão completa, teor de carbono inexistente ou muito baixo.

Fonte: Cordeiro (2006).

2.2 Processo de obtenção da cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBCA)

Como principal produtor e exportador de açúcar e etanol do mundo, o Brasil lidera o conhecimento da biotecnologia da cana, com o menor custo de produção entre os principais competidores internacionais (Vieira, Lima e Braga, 2007), com lavouras em diferentes Estados (Figura 3), e ótimos números de produtividade (Figura 4).

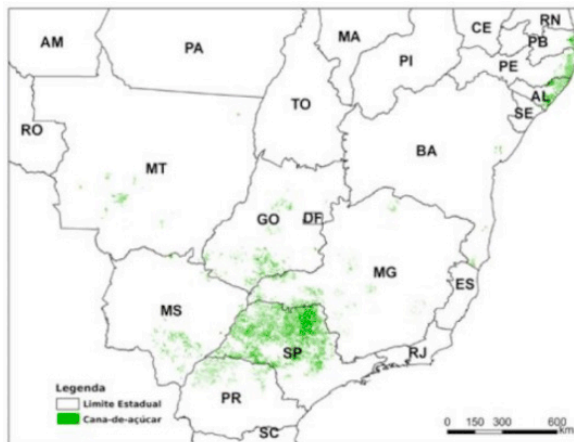


Figura 3 - Área de cultivo de cana de açúcar mapeadas por imagens de satélite.

Fonte: CONAB (2019).

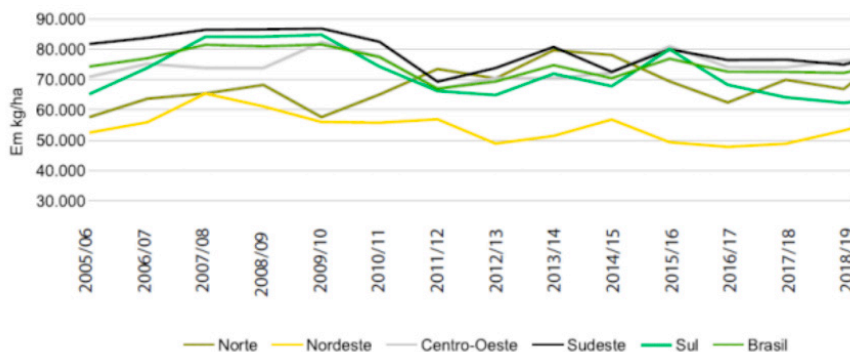


Figura 4 - Evolução da área plantada, produção e produtividade da cana-de-açúcar no Brasil.

Fonte: CONAB (2019).

Atualmente, a maior parte das usinas sucroalcooleiras do Brasil utiliza o bagaço para a cogeração de energia, tornando a maioria delas autossustentáveis energeticamente e, em alguns casos, com produção excedente de energia que pode ser vendida (Bernardo, 2013). Como exemplo, segundo a CONAB (2013), uma usina que processa 2 milhões de toneladas de cana por ano pode gerar cerca de 24 GWH/ano para atender as suas necessidades, podendo ainda vender ao sistema de energia elétrica até 300 GWH/ano. No entanto, Segundo Souto (2010), devido às complicações burocráticas e necessidade de investimentos altos em equipamentos para viabilizar a atividade de comercialização de energia, as usinas ainda não utilizam ao máximo seus restos de bagaço. Segundo o mesmo autor, aproximadamente 0,62% do total de cana-de-açúcar produzido é convertido

em cinzas, o que, a título de exemplo, apenas como um parâmetro, se uma produção como a do Estado do Paraná de 34,35 mil toneladas de cana (em 2019) fossem convertidas em bagaço e depois queimadas para a produção de cinzas, seriam obtidos 212,97 toneladas de cinzas apenas nesse Estado, quantidade expressiva e que permitiria o emprego usual do material na Construção Civil.

2.3 Alvenaria estrutural como solução sustentável para a construção de habitações populares

A avaliação da incorporação da CBCA em artefatos de cimento, como os blocos de concreto para alvenaria estrutural, possui grande relevância pois pode provocar a diminuição da utilização de agregados extraídos da natureza, amenizando impactos ambientais e promovendo uma destinação econômica a um resíduo que atualmente é descartado em lavouras (Lopes, Altoé, Rudnick, Martins, & Sales, 2016).

Porém, além de possibilidades de adições de resíduos aos blocos de concreto, é oportuno salientar que a alvenaria estrutural (Figura 5) tem vantagens inerentes em relação a alvenaria tradicional de tijolos de barro com elementos estruturais em concreto armado, para determinadas construções, como habitações populares, pois promove economia, melhor isolamento térmico e acústico, resistência ao fogo, maior produtividade, diminuição da produção de resíduos, entre outros (Kato, 2002).

Tomando como referência a alvenaria convencional, a alvenaria estrutural pode gerar uma economia entre 4% e 30% do custo total de uma obra (Wendler, 2005), pois o seu uso implica na eliminação de vigas e pilares da estrutura (Ramalho e Correa, 2003). Desse modo, a alvenaria estrutural torna-se uma vantajosa opção para se diminuir o déficit habitacional no Brasil, com edificações de qualidade, proporcionando ainda o emprego de materiais alternativos agregados a sua composição, de forma a aprimorar seu desempenho, e proporcionar novas possibilidades econômicas, de desenvolvimento sustentável e de inovação (Izquierdo, 2011).



Figura 5 – Empreendimento em alvenaria estrutural.

Fonte: Elaboração própria.

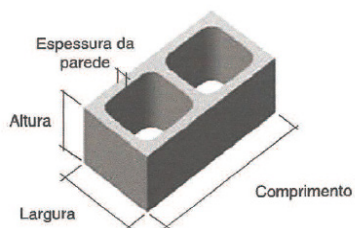


Figura 6 – Determinação das dimensões de um bloco de concreto.

Fonte: NBR 6136 (2014).

A resistência à compressão do bloco de alvenaria estrutural, segundo a norma NBR 6136 (2014), deve ser de acordo com a sua aplicação, como mostrado na Tabela 1.

Classificação	Classe	Resistência característica à compressão axial aos 28 dias (f_{bk}) (MPa)
Com função estrutural	A	f_{bk} 8,0
	B	4,0 f_{bk} 8,0
Com ou sem função estrutural	C	f_{bk} 3,0

Tabela 1 - Classificação dos blocos estruturais quanto a sua resistência à compressão.

Fonte: NBR 6136 (2014).

A padronização das medidas (Figura 6) dos blocos de concreto e o seu controle por parte dos fabricantes é também essencial para o aperfeiçoamento dos projetos de alvenaria, pois possibilita a coordenação modular, visando à compatibilidade com outros sistemas e a redução de desperdícios (Kato, 2002). A norma NBR 15.873 (2010) estabelece o módulo padrão de 10 cm, o que facilita dimensões múltiplas para instalação de esquadrias.

3 | METODOLOGIA

Neste item é apresentada a metodologia experimental da pesquisa, bem como, algumas informações de caracterização física das cinzas, as quais, para o desenvolvimento dos experimentos, foram coletadas de uma usina sucroalcooleira da região de Umuarama-PR, provenientes do fundo da fornalha de queima do bagaço, aqui denominada de CBCA1, e da lavagem da chaminé, denominada de CBCA2 (Figura 7). Inicialmente os ensaios realizados para a caracterização das cinzas foram o de granulometria (NBR NM 248, 2003), ensaio de massa específica (NBR 9776, 1987) e de massa unitária de acordo com a NM 45 (2006), cujos valores são apresentados na Tabela 2.

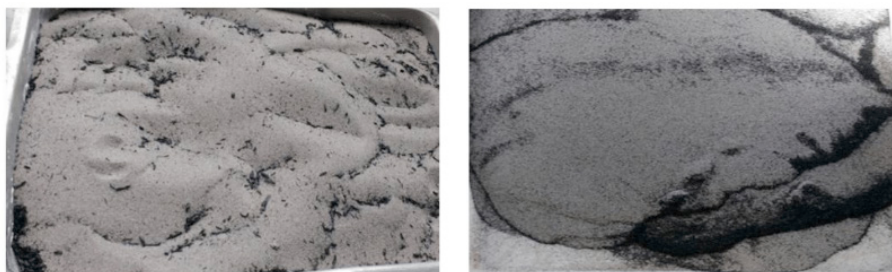


Figura 7 – CBCA1 à esquerda e CBCA2 à direita.

Fonte: Elaboração própria.

Característica	Norma	CBC ₁	CBC ₂	Unidade
Módulo de finura	NBR NM 248 (2003)	1,42	0,91	-
Dimensão máxima característica	NBR NM 248 (2003)	0,6	0,3	mm
Massa específica	NBR 9776 (1987)	2,604	2,618	g/cm ³
Massa unitária no estado solto	NM 45 (2006)	1,444	1,425	g/cm ³

Tabela 2 – Valores de caracterização das cinzas.

Para se determinar a quantidade de matéria orgânica e água de cristalização contidas nas cinzas, realizou-se também o ensaio de perda de umidade ao fogo segundo a NM 18 (2004), por meio da queima de aproximadamente 1,000g de CBCA2 em forno do tipo mufla por um período de 50 minutos à temperatura de 950°C. O aspecto da cinza, antes e após a calcinação, é apresentado na Figura 8, no interior recipiente utilizado para o ensaio.

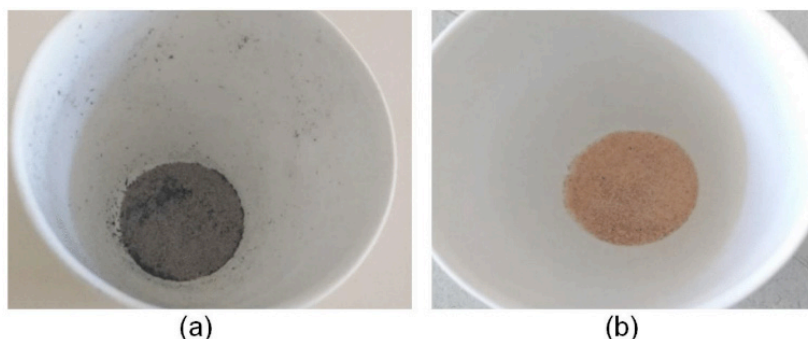


Figura 8 – CBCA2 antes (a) e após (b) o ensaio de perda ao fogo.

Fonte: Elaboração própria.

O ensaio da queima em mufla realizado com a CBCA2 resultou na perda ao fogo de 0,98%, o que indicou a presença de pouco material orgânico na cinza. De acordo com a NBR 12653 (2012) a perda ao fogo máxima para materiais pozolânicos originários de cinzas é de 6%. Desta forma, é possível inferir que as cinzas coletadas podem ser utilizadas no concreto sem que materiais orgânicos ou impurezas prejudiquem o desempenho do mesmo.

A determinação do índice de atividade pozolânica (IAP) das cinzas foi realizada de acordo com a NBR 5752 (2014), com ensaio consistindo na moldagem de 10 corpos de prova cilíndricos de dimensões (5 x 10) cm, em dois traços de concretos denominados de A e B, apresentados na Tabela 3, constituídos pela proporção em massa de 1:3 (cimento e agregados). O traço B possui 25% do cimento substituído pela cinza CBC1, enquanto o traço

A, sem substituição de cimento por cinzas, serviu como referência para a comparação. Foram ensaiados 5 corpos de prova de cada traço aos 7 e aos 28 dias a fim de se obter a resistência média à compressão axial. Foi utilizada a relação água cimento (a/c) de 0,48, cimento CP II E-32, brita 0 como agregado graúdo e areia média como miúdo. O uso da brita 0 e da relação (a/c) de 0,48 foi adotado pelo seu emprego usual em traços destinados à produção de artefatos de concreto (blocos e *pavers*) em vibro-prensas nas indústrias.

	Traço A		Traço B	
	Porcentagem	Massa (Kg)	Porcentagem	Massa (Kg)
Cimento	100%	0,624	75%	0,468
Areia	100%	1,872	100%	1,872
CBCA1	0%	-	25%	0,156
a/c	0,48	0,300	0,48	0,300

Tabela 3 – Traços A e B utilizados para a determinação do IAP de acordo com a NBR 5752 (2014).

A NBR 5752 (2014) determina que para o material ensaiado ser considerado pozolânico, a relação entre a resistência do traço B e a do traço A aos 28 dias deve ser maior do que 75%, conforme Equação 1, para o cálculo do Índice de Atividade Pozolânica (IAP).

$$IAP = \frac{f_{cB}}{f_{cA}} \cdot 100 > 75\% \quad (\text{Equação 1})$$

O ensaio de resistência à compressão, realizado com os corpos de prova cilíndricos, moldados segundo a NBR 5752 (2014), resultou nos valores apresentados na Tabela 4, para o traço “A” (de referência) e Tabela 5, para o traço “B” (com 25% do cimento substituído por cinzas) com as resistências médias obtidas aos 7 e aos 28 dias:

NBR 5752 “A”	7 dias	28 dias
CP 1	13,73	20,3
CP 2	12,46	16,83
CP 3	15,22	19,51
CP 4	13,70	14,1
CP 5	-	18,08
Média	13,78	17,76
Desvio padrão	1,126	2,445
Coef. De variação	8,17%	13,76%

Tabela 4 – Resistências dos corpos de prova “A” moldados segundo a NBR 5752.

NBR 5752 “B”	Resistência (MPa)	
	7 dias	28 dias
CP 1	7,85	10,42
CP 2	7,32	10,94
CP 3	7,80	10,46
CP 4	8,03	10,02
CP 5	7,94	12,17
Média	7,78	10,80
Desvio padrão	0,2757	0,8312
Coef. De variação	3,54%	7,694%

Tabela 5 – Resistências dos corpos de prova “B” moldados segundo a NBR 5752.

Para o traço “A” de referência, aos 28 dias foi obtida a resistência média de 17,76 MPa. Já para o traço “B”, com a substituição de 25% do cimento por cinzas, foi alcançado 10,80 MPa de resistência para a mesma idade. Dessa forma, a relação entre a resistência do CP – B (25% do cimento substituído por cinzas) e a do CP – A (referência) foi igual a 61%, índice de atividade pozolânica muito abaixo dos 75% exigidos pela norma NBR 12653 (2012) para caracterizar a cinza como um composto pozolânico. Aos 7 dias, o índice de atividade pozolânica foi de 56%, mostrando que houve uma melhora da resistência relativa dos CP – B aos 28 dias, mas não o suficiente para chegar aos 75% característicos de um composto pozolânico.

É importante salientar que a cinza pesada, utilizada para o ensaio da NBR 5752 (2014), não apresentou granulometria adequada para ser caracterizada como pozolânica, uma vez que a NBR 12653 estabelece que para um composto ser pozolânico, deve possuir no máximo 34% do seu material retido na peneira com abertura de 45 μ m. Tal granulometria é semelhante a do cimento e necessária para que ocorra a reação pozolânica, uma vez que o composto terá maior superfície específica, aumentando sua reatividade.

A cinza pesada, no entanto, apresentou 44,6% do material retido na peneira de 300 μ m, ou seja, uma granulometria muito mais grosseira do que o exigido para um composto pozolânico, o que explicaria a sua falta de reatividade e o baixo índice de atividade pozolânica. Como sua procedência é do fundo da fornalha, pode apresentar quantidades significativas de areias vindas da lavoura e que não foram totalmente removidas do bagaço durante o processamento da cana. Deste modo, a presença de areia pode comprometer a reatividade, apresentando sílica em forma cristalina, não reativa, além de influenciar no maior diâmetro das partículas. Autores como Cordeiro (2006) e Paula (2006) mostraram que o emprego da moagem da CBCA e o aumento de sua superfície específica resultou em cinzas reativas, capazes de apresentarem pozolanicidade. Cordeiro (2006) constatou que quanto menor a dimensão das partículas de CBCA, maior era o IAP obtido, apresentando

até o aumento da resistência do concreto mesmo com a substituição de parte do cimento por CBCA. No presente trabalho foram utilizadas apenas cinzas “*in natura*”, visto que a utilização da moagem levaria ao gasto energético que implicaria no aumento do custo do material.

3.1 Determinação do traço para blocos de concreto com a incorporação das cinzas do bagaço da cana-de-açúcar

A fim de se obter um traço adequado para utilização nos blocos de concreto com a adição de cinzas do bagaço da cana-de-açúcar, foram moldados para ensaio corpos de prova de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura com areia, o pedrisco e as cinzas. O cimento utilizado foi o CP-II E-32, com resistência característica de 32 MPa aos 28 dias.

A proporção entre aglomerante (cimento) e agregados escolhida foi de 1:5 em massa, a fim de se avaliar o comportamento da incorporação das cinzas em blocos de maiores resistências (Frasson, 2000), que podem chegar a 16 MPa e serem utilizados para a construções de edificações de vários pavimentos. A proporção entre agregados utilizada como referência foi de 60% de agregados miúdos (areia) e 40% de agregados graúdos (pedrisco), a fim de se obter menor volume de vazios, melhor compacidade, boa textura externa e resistência adequada. Assim, o traço final utilizado foi 1:3:2 (cimento: areia: pedrisco). A mistura dos agregados, aglomerantes e água ocorreu manualmente. A moldagem ocorreu com a inserção de quatro camadas de material no molde, com a aplicação de 30 golpes por camada com o soquete de compactação de argamassa, como mostrado na Figura 9.



Figura 9 – Moldagem dos corpos de prova cilíndricos.

Fonte: Elaboração própria.



Figura 10 - Ensaio de resistência à compressão axial dos copos de prova.

Fonte: Elaboração própria.

Os traços utilizados, com suas respectivas substituições por cinza, estão mostrados na Tabela 6. Após a cura (com borrifação de água), os corpos de prova foram pesados, de modo a se obter sua densidade e capeados com enxofre para a regularização da superfície. Assim, foram rompidos aos 7 e aos 28 dias, utilizando-se a prensa Emic DL30000N (Figura 10), de forma a se obter a resistência à compressão axial correspondente a cada corpo de prova.

TRAÇO DE REFERÊNCIA E COM ADIÇÃO DE CINZAS				
Traços	Material	Porcentagem	MF ¹	Massa (Kg)
CP-I	Areia	60%	1,83	2,250
	Pedrisco	40%	4,81	1,500
	Cinza	0%	-	-
	Cimento	100%	-	0,750
	MF de todos os agregados			3,02
CP-II	Areia	60%	1,83	2,250
	Pedrisco	40%	4,81	1,500
	Cinza	25%	-	0,188
	Cimento	75%	-	0,563
	MF de todos os agregados			3,02
CP-III	Areia	45%	1,83	1,688
	Cinza	15%	1,42	0,563
	Pedrisco	40%	4,81	1,500
	Cimento	100%	-	0,750
	MF de todos os agregados			2,96
CP-IV	Areia	30%	1,83	1,125
	Cinza	30%	1,42	1,125
	Pedrisco	40%	4,81	1,500
	Cimento	100%	-	0,750
	MF de todos os agregados			2,90
CP-V	Areia	60%	1,83	2,250
	Pedrisco	40%	4,81	1,500
	Cinza fina ²	10%	-	0,750
	Cimento	90%	-	0,675
	MF de todos os agregados			3,02

1 Módulo de finura.

2 Cinza proveniente da lavagem da chaminé, passante na peneira 0,15 mm ou #100.

CP-VI	Areia	30%	1,83	1,125
	Cinza fina	30%	0,91	1,125
	Pedrisco	40%	4,81	1,500
	Cimento	100%	-	0,750
	MF de todos os agregados		2,75	
CP-VII	Areia	50%	1,83	1,875
	Cinza fina	10%	0,91	0,375
	Pedrisco	40%	4,81	1,500
	Cimento	100%	-	0,750
	MF de todos os agregados		2,93	
CP-VIII	Areia	40%	1,83	1,500
	Cinza fina	20%	0,91	0,750
	Pedrisco	40%	4,81	1,500
	Cimento	100%	-	0,750
	MF de todos os agregados		2,84	
	a/c ³	0,48	-	0,360
	Umidade ⁴	8%	-	-

Tabela 6 – Traços dos concretos avaliados. De referência e com incorporação de cinzas.

3.2 Fabricação dos blocos de concreto com a substituição obtida em laboratório

Após a verificação das resistências à compressão dos corpos de prova, foi escolhida a proporção de cinzas de um dos traços, em substituição parcial de agregado miúdo, a fim de ser reproduzido na fabricação do bloco de alvenaria utilizado nas análises. Para tanto, foi necessário realizar-se uma parceria com uma empresa fabricante de blocos da cidade de Umuarama-PR, para uso do equipamento de moldagem dos blocos. Percebeu-se também, que a empresa não utilizava o pedrisco, mas sim o pó de pedra como agregado graúdo, tendo sido necessária uma adaptação no traço escolhido para uso do equipamento de moldagem.

Na empresa são realizadas medidas em volume para o traço dos blocos, sendo utilizada uma carriola de 90 litros para tanto. O traço adotado pela fábrica para a fabricação de seus blocos, disponíveis no mercado na região de Umuarama-PR, para uma quantidade de 32 blocos, é apresentado na Tabela 7.

3 Relação água/cimento.

4 Relação entre a água e a massa de todos os outros compostos secos.

	Quantidade de material por mistura	Volume (carricola de 90 litros)	Traço
Areia	1+1/2 carricolas	135,00	4,20
Pó de pedra	1+1/2 carricolas	135,00	4,20
Cimento	25 kg + 7,2 litros	32,20	1

Tabela 7 – Traço dos blocos de concreto produzidos pela empresa fabricante de blocos.

Dessa forma, o traço em volume utilizado pela empresa é de 1:4,2:4,2 (cimento : areia : pó de pedra). A quantidade de água empregada na mistura varia de acordo com a condição de umidade dos agregados empregados, mas, geralmente ficando em torno de 10 a 15 litros, de modo que o ponto ideal de umidade é controlado essencialmente pelo operador do misturador. O cimento utilizado pela empresa é o CP V-ARI, de alta resistência inicial, a fim de permitir o transporte e estocagem dos blocos de concreto logo nas primeiras idades. Após a adição dos materiais no misturador, a mistura sobe por uma esteira e cai no funil da prensa hidráulica, a qual molda os blocos de concreto por meio da vibração e compressão.

Para a produção dos blocos da pesquisa, com as cinzas (Figura 11), foi utilizado o traço da empresa, apresentado na Tabela 7, com a substituição de 50% da areia pela cinza volante (CBCA1), obtida por meio da lavagem da chaminé da fornalha da Usina. A umidade da mistura utilizada para a fabricação dos blocos de concreto do presente trabalho foi cerca de 7%, relacionando a massa de água com a massa de todos os outros componentes secos. Foi adicionado ainda na mistura o plastificante TecnoMor AQUIPLAST – 1400-13158, na proporção de 1 mililitro por quilograma de cimento.



Figura 11 – Blocos de concreto moldados com a adição da CBCA1

Fonte: Elaboração própria.

	CP-IX – Traço do bloco de referência	CP-X – Traço do bloco com adição de cinzas
	Proporção em volume	Proporção em volume
Cimento	1	1
Areia	4,2	2,1
Pó de pedra	4,2	4,2
Cinza fina ⁵	-	2,1
Traço	1 : 4,2 : 4,2	1 : 2,1 : 4,2 : 2,1
MF ⁶ agregados	2,545	2,295

Tabela 8 – Traços utilizados nos blocos de concreto e reproduzidos nos corpos de prova cilíndricos.

3.3 Ensaios de resistência à compressão dos blocos de concreto com a adição das cinzas

O ensaio de resistência à compressão, seguindo o prescrito pela norma NBR 12118 (2013), foi realizado por meio da utilização da prensa Emic DL30000N (Figura 12), com o rompimento de 6 blocos com adição de cinzas em cada uma das idades de 7 e 28 dias. Para a avaliação da influência das cinzas sobre a resistência dos blocos, foram rompidos 3 blocos de referência, sem adição de cinzas, aos 7 e aos 28 dias. As superfícies dos blocos foram retificadas para a execução dos ensaios à compressão.



Figura 12 – Ensaio de resistência à compressão dos blocos de concreto.

Fonte: Elaboração própria.

⁵ Cinza volante proveniente da lavagem da chaminé da fornalha da Usina Costa Bioenergia.

⁶ Módulo de finura dos agregados da mistura.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Resistência do concreto com adição de CBCA

Os resultados referentes às resistências médias obtidas para os corpos de prova ensaiados aos 7 e 28 dias são apresentados o Tabela 9. É possível verificar o ganho de resistência dos 7 aos 28 dias, sendo que alguns traços com adição de CBCA apresentaram uma maior resistência aos 7 dias quando comparados ao traço de referência, porém menor aos 28 dias. Na substituição de 25% do cimento pela CBCA1, a relação entre a resistência obtida e a do traço de referência foi de 69% aos 7 dias e 65% aos 28 dias, contra os 56% e 61% obtidos pelos corpos de prova moldados segundo o ensaio da NBR 5752 (2014). Desta forma, com a utilização da brita 0 no traço estudado, observou-se um aumento da resistência relativa dos corpos de prova, mostrando a contribuição do agregado graúdo para o aumento da resistência, mesmo com a utilização de um traço mais pobre em cimento.

Observando os resultados dos testes é possível constatar que a maioria das substituições apresentou resistência média maior na idade de ruptura de 7 dias. O traço que apresentou a maior resistência, tanto aos 7 quanto aos 28 dias foi o que continha 50% do agregado miúdo substituído por CBCA2, seguido pelo corpo de prova com 50% do agregado miúdo substituído por CBCA1.

Sugere-se que a maior resistência obtida foi devido ao aumento da compacidade da mistura, uma vez que os finos preencheram os interstícios e diminuíram os vazios, aumentando assim a resistência à compressão. Frasson (2000) destaca que para elementos de concreto produzidos por meio do concreto “seco” e da vibro-compressão, a compactação é um fator determinante para a resistência da peça, sendo que quanto maior a compactação proporcionada pela proporção entre agregados e preenchimento de vazios, maior a resistência alcançada.

CP	DETALHE SOBRE O TRAÇO	Resistência Média (MPa)				Resistência relativa ao corpo de prova de referência	
		7 dias	Desvio Padrão	28 dias	Desvio Padrão	7 dias	28 dias
I	Referência	14,05	1,007	24,35	2,94	-	-
II	25% CBCA1 aglomerante	9,72	0,53	15,82	1,548	69%	65%
III	25% CBCA1 areia	15,56	0,2965	23,41	1,661	111%	96%
IV	50% CBCA1 areia	13,56	0,4868	24,52	1,694	97%	101%
V	10% CBCA2 aglomerante	14,94	1,082	19,49	1,123	106%	80%
VI	20% CBCA2 areia	17,25	0,4868	20,33	2,621	123%	83%
VII	33,3% CBCA2 areia	15,78	0,4868	22,82	1,993	112%	94%
VIII	50% CBCA2 areia	17,82	1,873	24,67	1,571	127%	101%

Tabela 9 – Valores médios de resistência para amostras com CBCA.

Lima, Sales, Almeida, Moretti, & Portella (2011) obtiveram sucesso quanto à substituição de 50% de areia por cinzas em artefatos de concreto, sendo que foram alcançados melhores resultados quanto à resistência à compressão e abrasão. Os concretos produzidos pelos autores com 30% e 50% de cinzas apresentaram o menor valor de índice de vazios e, também, o menor valor de absorção entre todos os traços avaliados.

Para o traço com 10% do aglomerante substituído por CBCA2 foi constatado o aumento da resistência em relação ao traço de referência na idade de ruptura de 7 dias. No entanto, não é possível afirmar que ocorreram reações pozolânicas, uma vez que a CBC2, mesmo sendo mais fina do que a CBCA1, ainda não apresentou granulometria adequada para ser classificada como pozolânica segundo a NBR 12653 (2012). A CBCA2 teve 89% do material retido na peneira de abertura de 150 μ m, longe do máximo de 34% retido na peneira de 45 μ m, que é o estabelecido pela norma.

O principal fator que contribuiu para a falta de reatividade pozolânica da CBCA foi a alta temperatura de queima na fornalha da usina, cerca de 800°C, na qual não há mais a presença de sílica amorfa, mas apenas em estado cristalino, que não reage na presença de água com o CH (Cordeiro, 2006). Ainda em relação à substituição de 10% do aglomerante pela parcela fina da CBCA2, foi observada uma maior resistência aos 7 dias, porém o ganho de resistência aos 28 dias foi menor do que o obtido pelo traço de referência, fazendo com que o corpo de prova apresentasse apenas 80% da resistência de referência nesta idade.

Neste caso, entende-se que a granulometria fina da cinza preencheu os interstícios da massa e promoveu uma melhor compactação, o que explica o notável aumento da resistência aos 7 dias. No entanto, aos 28 dias o cimento atingiu sua resistência característica, diminuindo-se a influência da compactação na resistência do concreto.

Este fato pode também ser observado nos traços com 20%, 25% e 33,3% de agregado miúdo substituído por CBCA, que apresentaram resistências maiores aos 7 dias, devido à maior compactação, mas que não obtiveram ganho de resistência satisfatório aos 28 dias.

4.2 Resistência obtida para os blocos de concreto

Na Tabela 10 é apresentada a resistência à compressão dos blocos fabricados pela empresa visitada durante a realização do presente trabalho, se tratando, portanto, do traço de referência sem a adição de cinzas. A Tabela 11, por sua vez, traz os valores de resistência à compressão dos blocos, fabricados por meio da substituição de 50% da areia pela cinza volante no traço usualmente utilizado pela empresa em questão. Nas tabelas são apresentados os valores de resistência aos 7 e 28 dias, além das respectivas massas dos blocos em tais idades de ruptura.

BLOCO DE CONCRETO - Referência	Resistência (MPa)		Massa (Kg) 7 dias	Massa (Kg) 28 dias
	7 dias	28 dias		
CP 1	3,53	5,55	10,650	10,995
CP 2	3,77	5,41	10,950	11,590
CP 3	3,25	5,86	10,400	11,510
Média	3,517	5,607	10,667	11,365
Desvio padrão	0,2613	0,2314	-	-
Coef. De variação	7,43%	4,13%	-	-
Densidade média (g/cm ³)			2,009	2,141

Tabela 10 – Resistência dos blocos de concreto produzidos pela fábrica (traço de referência, sem adição de cinzas).

BLOCO DE CONCRETO – 50% cinzas	Resistência (MPa)		Massa (Kg) 7 dias	Massa (Kg) 28 dias
	7 dias	28 dias		
CP 1	3,85	4,40	10,850	10,575
CP 2	3,70	5,16	11,100	11,080
CP 3	3,20	4,45	10,400	10,970
CP 4	3,75	4,00	11,600	10,655
CP 5	2,98	3,60	10,800	10,588
CP 6	3,57	3,16	10,700	10,800
Média	3,508	4,128	10,908	10,778
Desvio padrão	0,3424	0,706	-	-
Coef. De variação	9,76%	17,10%	-	-
Densidade média (g/cm ³)			2,055	2,030

Tabela 11 – Resistência dos blocos de concreto com a adição de cinzas (50% da areia substituída por cinzas).

É possível constatar que a resistência obtida para os blocos de referência e para os blocos com a adição das cinzas foi aproximadamente a mesma aos 7 dias, de 3,5 MPa. No entanto, os blocos de referência apresentaram um maior ganho de resistência à compressão aos 28 dias, obtendo o valor de 5,6 MPa, contra 4,1 MPa dos blocos com a adição das cinzas.

Todavia, tal resultado pode ter sido influenciado por algumas fissuras apresentadas pelos mesmos. Durante a moldagem dos blocos com adição de cinzas, percebeu-se que a quantidade de água adicionada na mistura não foi suficiente, uma vez que os blocos se desfizeram ao saírem do molde da prensa, acusando a necessidade de uma maior umidade

para garantir a integridade dos mesmos.

Tal fato ocorreu devido ao aumento de partículas finas na mistura com a adição das cinzas, que demandou uma quantidade maior de água para cobrir a superfície de todos os agregados presentes. Mesmo com o aumento da quantidade de água na mistura durante a segunda tentativa de moldagem, constatou-se que a umidade obtida fora suficiente para preservar a integridade dos blocos, mas não impedira a formação de fissuras nos mesmos, as quais aumentaram com a idade dos blocos, devido aos processos de secagem e consequente retração da peça de concreto.

5 | CONCLUSÕES

Este artigo tratou da análise do comportamento de resistência do concreto constituído com inserção parcial de cinzas do bagaço da cana de açúcar em substituição parcial ao cimento e à areia para a produção de blocos de concreto de alvenaria, mostrando sua viabilidade para determinadas proporções e situações, contribuindo para uma destinação sustentável para esse abundante resíduo agroindustrial.

Dessa forma, os estudos desenvolvidos com os corpos de prova cilíndricos mostraram que é viável a incorporação da cinza “*in natura*” na mistura cimentícia para blocos de concreto estruturais, atuando em substituição ao agregado miúdo. Os resultados obtidos demonstram que o traço com a adição das cinzas mais favorável à utilização em blocos de concreto foi a proporção de 1:1,5:1,5:2 (cimento, cinzas, areia e pedrisco), o qual proporcionou um ganho de resistência à compressão axial, tanto aos 7 quanto aos 28 dias.

Em relação aos blocos de concreto com 50% da areia substituída por cinzas, os resultados podem ter sido influenciados pelo aparecimento de fissuras, mostrando a necessidade de maiores experimentos para a correção do fenômeno. No entanto, tais blocos ainda apresentaram resistência média adequada para se enquadrar na classe B da NBR 6136 (2014), com função estrutural, assim como os blocos de referência.

Analisando os corpos de prova cilíndricos produzidos em laboratório com o traço dos blocos de concreto, percebeu-se que o traço com a adição das cinzas apresentou maior resistência à compressão em relação ao de referência. No entanto, estudos mais aprofundados a respeito da diminuição da resistência aos 28 dias dos corpos de prova cilíndricos de referência, devem ser realizados para a obtenção de resultados mais conclusivos.

Como as cinzas não apresentaram reatividade, conclui-se que as mesmas podem ser utilizadas como material de carga inerte, em substituição aos agregados finos em traços para blocos de concreto. A cinza apresentou características do efeito *fíler*, preenchendo os vazios existentes, elevando a compacidade da mistura cimentícia, e, conseqüentemente, a sua resistência à compressão. Provavelmente o emprego da moagem aumentaria potencialmente a reatividade da cinza, levando à ocorrência de reações pozolânicas.

No entanto, com a moagem ocorreria o gasto energético, que agregaria maior custo ao material, o que poderia inviabilizar financeiramente o emprego da cinza como substituinte ao cimento. Contudo, a utilização da cinza “*in natura*” como substituinte ao agregado miúdo apresenta-se como uma opção igualmente vantajosa.

A substituição da areia pela cinza do bagaço da cana-de-açúcar se justifica pelo crescente aumento no custo da areia natural, que viabiliza a utilização do resíduo agroindustrial em estudo, que possui custo muito inferior. Caso houvesse o interesse da empresa que fabrica os blocos de concreto em utilizar a cinza como parte do agregado miúdo, esta teria apenas o custo de transporte para a coleta do material na usina, a uma distância de cerca de 30 km. Além do custo inferior, a utilização da cinza como agregado diminuiria os impactos ambientais, causados pela extração de areia em jazidas de mineração.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Usina Costa Bioenergia pela doação das CBCA e à Fábrica de blocos Ferrarin pelo apoio à confecção dos blocos de concreto desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

A. Bahurudeen, Deepak Kanraj, V. Gokul Dev, Manu Santhanam. Performance evaluation of sugarcane bagasse ash blended cement in concrete, **Cement and Concrete Composites**, Volume 59, May 2015, Pages 77-88.

Annibelli, M. B., & Souza, C. F. M. de, F. (2007, novembro). Mineração de areia e seus impactos sócio-econômico-ambiental. **Anais do Congresso Nacional do CONPEDI**, Belo Horizonte, MG, Brasil, 16.

Aragão, K. S. **Cinzas** [Aula da Disciplina de Bromatologia do Curso de Nutrição]. Centro Universitário Estácio. Ceará: FIC, 2009.

Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais. (2018). **Panorama dos resíduos sólidos do Brasil, 2017**. São Paulo: ABRELPE.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10837 - Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12653 - Materiais Pozolânicos**. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12653 - Materiais Pozolânicos**. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5752 - Materiais Pozolânicos - Determinação do índice de desempenho com cimento Portland aos 28 dias**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136 - Blocos Vazados de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502 - Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9776 - Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman**. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9776 - Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman**. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248 - Agregados - Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45 - Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios**. Rio de Janeiro, 2006.

ASTM C618-15. (2015). **Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete**. ASTM International, West Conshohocken, PA.

Athira, G., **Bahurudeen, A.**, Prasanta, K., Sahu, M., Santhanam, P. N., & Lalu, S. (2020). Utilização eficaz de resíduos da indústria açucareira. **Springer-Journal of Cycles Material and Management Waste**, 22 (2), 724-763.

Bahurudeen, A., Vaisakh, K. S., & Santhanam, M. Availability of sugarcane bagasse ash and potential for use as a supplementary cementitious material in concrete. **Indian Concrete Journal**, 89 (6), 41-50, 2015.

Bernardo, A. (2013). Participação de usinas de cana na geração de energia do país poderia ser seis vezes maior. **Revista Galileu**. Recuperado em 08 novembro, 2016 de <http://revistagalileu.globo.com/Revista/Common/0,,ERT326727-18537,00.html>.

Chusilp, N., Jaturapitakkul, C., & Kiattikomol, K. Use of bagasse ash as pozzolanic material in concrete. **Building Materials and Construction**, 23, 3352-3358, 2009.

Companhia Nacional de Abastecimento. (2013). **Perfil do setor do açúcar e do álcool no Brasil**. (Safrá 2011/12, Vol. 5). Brasília: CONAB.

Companhia Nacional de Abastecimento. (2016). **Acompanhamento da safra brasileira de cana-de-açúcar**. (Safrá 2016/17, Vol. 3). Brasília: CONAB.

Companhia Nacional de Abastecimento. (2019). **Perspectivas para a agropecuária**. (Safrá 2019/20, Vol. 7). Brasília: CONAB.

Cordeiro, G. C. **Utilização de cinzas ultrafinas do bagaço de cana-de-açúcar e da casca de arroz como aditivos minerais em concreto.** Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

Federação das Indústrias do Estado de São Paulo; Centro das Indústrias do Estado de São Paulo. (2001). **Ampliação da oferta de energia através da biomassa.** São Paulo: FIESP/CIESP.

Frasson, A., Jr. **Proposta de metodologia de dosagem e controle do processo produtivo de blocos de concreto para alvenaria estrutural.** Dissertação de mestrado, Universidade Estadual de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil, 2000.

Ganesan, K., Rajagopal, K., & Thangavel, K. Evaluation of bagasse ash as supplementary cementitious material. **Cement & Concrete Composites**, 29, 515-524, 2007.

Gobbi, A. **Cinza do bagaço de cana-de-açúcar para concreto: investigação sobre a atividade pozolânica.** Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil, 2010.

GUERRA, J. S. **Gestão de resíduos da construção civil em obras de edificações.** Dissertação de mestrado, Universidade de Pernambuco, Recife, PE, Brasil, 2009.

IPEA - Instituto de Pesquisa Econômica Avançada. **O deficit habitacional intrametropolitano e a localização de empreendimentos do programa minha casa minha vida: mensurando possibilidades de atendimento.** Rio de Janeiro: IPEA, 2015.

Izquierdo, I. **Memória** (2a ed.). Porto Alegre: Artmed, 2011.

Kato, R. B. **Comparação entre o sistema construtivo convencional e o sistema construtivo em alvenaria estrutural segundo a teoria da construção enxuta.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil, 2002.

Lima, S. A., Sales, A., Almeida, F. D., Moretti, J. P., & Portella, K. F. **Concretos com cinza do bagaço da cana-de-açúcar: avaliação da durabilidade por meio de ensaios de carbonatação e abrasão.** Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, 11 (2), 201-212, 2011

Lopes, J. P., Altoé, S. P., Rudnick, T., Martins, C. H., & Sales, A. (2016, agosto/setembro). **Utilização da cinza pesada da cana-de-açúcar para confecção de artefatos de cimento para pavimentação.** Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia, Foz do Iguaçu, PR, Brasil, 1.

Mehta, P. K., & Monteiro, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais.** (3a ed.). São Paulo: IBRACON, 2008.

NORMA MERCOSUR. **NM 18 - Cimento Portland - Análise química - Determinação de perda ao fogo.** [S.l.]. 2004.

Oliveira, F. L., & Mello, E. F. A mineração de areia e os impactos ambientais na bacia do rio São João, RJ. **Brazilian Journal of Geosciences**, 37 (2), 374-389, 2007.

Ramalho, M. A., & Correa, M. R. **Projetos de Edifícios de Alvenaria Estrutural** (1a ed.). São Paulo: PINI, 2003.

Santos, H. N. dos, Cândida, A. C., & Ferreira, T. K. S. (2010, julho). Ações referentes a gestão de resíduos da construção civil em Araguari-MG. **Anais do Encontro Nacional dos Geógrafos**, Porto Alegre, RS, Brasil, 16.

Santos, V. C., Vanderlei, R. D., Moraes, K. K., Rosina, E. T. D. F., & Balbino, G. M. Estudo do comportamento da argamassa autoadensável com cinza do bagaço de cana-de-açúcar no estado fresco e endurecido. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, 12 (1), 179-198, 2019.

Souto, J. M. F. **Avaliação do desempenho da cinza do bagaço da cana-de-açúcar na produção de concretos**. Dissertação de mestrado, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, PR, Brasil, 2010.

Souto, J. M. F. **Avaliação do desempenho da cinza do bagaço de cana-de-açúcar na produção de concretos**. Dissertação de mestrado em engenharia urbana, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, PR, Brasil, 2010.

Souza, U. E. L. de, Paliari, J. C., Agopyan, V., & Andrade, A. C. de. Diagnóstico e combate à geração de resíduos na produção de obras de construção de edifícios: uma abordagem progressiva. **Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído**, 4 (4), 33-46, 2004.

Tozzi, R. F. **Estudo da influência do gerenciamento na geração dos resíduos da construção civil (RCC): estudo de caso de duas obras em Curitiba/PR**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil, 2006.

Vieira, M. C., Lima, J. F., & Braga, N. M. (2007). **Setor Sucroalcooleiro Brasileiro: Evolução e Perspectivas**. Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social - BNDES.

Wendler Projetos e Sistemas Estruturais. **Relatório sobre alvenaria estrutural-considerações econômicas**. Recuperado em 14 setembro, 2016, de www.wendlerprojetos.com.br/alvenaria.php, 2005.

AVALIAÇÃO DE IMPLICAÇÕES QUÍMICAS DO USO DE LODO DE ETA (ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA) EM OBRAS DE ENGENHARIA

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 08/12/2020

Felipe Fernandes Santana

Pós-graduando em Engenharia de Estruturas de Concreto Armados pelo Faculdade Única - FUNIP
Palmas – TO
<http://lattes.cnpq.br/6565281978445992>

Kenia Parente Lopes Mendonça

Mestre em Engenharia Ambiental pela Universidade Federal do Tocantins
Coordenadora do Curso de Engenharia Civil do CEULP/ULBRA
Palmas - TO
<http://lattes.cnpq.br/4587505009496073>

Rafael Rocha da Silva

Pós-graduando em Engenharia de Segurança do Trabalho pela Educamais
Colinas do Tocantins
<http://lattes.cnpq.br/2845493643898001>

Pedro Ignácio Meneghetti Scheid

Graduando em Engenharia Civil pelo Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins – IFTO
Palmas TO
<http://lattes.cnpq.br/4908358799232197>

RESUMO: Definido como todo resíduo gerado pela ETA (estação de tratamento de água), o lodo de ETA trata-se de um material de características expansíveis, sem função “estrutural”. Uma das principais preocupações é a disposição do mesmo em mananciais, causando dentre

outros problemas ambientais o assoreamento em volta do corpo hídrico. O presente trabalho verificou, a partir de uma revisão de literatura, os principais componentes químicos encontrados na microestrutura do lodo de ETA e suas respectivas implicações positivas nas obras de engenharia. Foi possível perceber que apesar das ETAS possuírem diferentes processos de tratamentos, alguns elementos são constantes no lodo bem como: ferro, alumínio e manganês. Dentre eles, a presença do alumínio é bastante positiva, pois apresenta alta capacidade de estabilização de solos.

PALAVRAS - CHAVE: Lodo; alumínio; estabilização.

EVALUATION OF CHEMICAL IMPLICATIONS OF THE USE OF WTP SLUDGE (WATER TREATMENT PLANT) IN ENGINEERING WORKS

ABSTRACT: Defined as all waste generated by WTP (Water Treatment Plant), WTP sludge is a material with expansible characteristics, with no “structural” function. One of the main concerns is its disposal in springs, causing, among other environmental problems, silting up around the water body. The present work verified, from a literature review, the main chemical components found in the microstructure of the WTP sludge and their respective positive implications in engineering works. It was possible to notice that although WTPs have different treatment processes, some elements are constant in the sludge as well as: iron, aluminum, and manganese. Among them, the presence of aluminum is quite positive, as it presents high soil

stabilization capacity.

KEYWORDS: Sludge; aluminum; stabilization.

INTRODUÇÃO

No Brasil, o tratamento das águas provenientes de bacias subterrâneas e mananciais superficiais é de extrema importância, fazendo com que a população tenha acesso ao uso nobre da água e evitando problemas relacionados a saúde. Entretanto, todo esse processo físico-químico acaba por gerar um resíduo: o lodo da ETA (estação de tratamento de água).

De acordo com a Lei Federal nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998, o descarte do lodo deve ser feito em aterros sanitários para que permaneça inerte. Segundo Kelm (2014), muitos aterros sanitários estão mais do que lotados com outros resíduos, e entre eles o lodo.

Por outro lado, sabe-se que o desenvolvimento econômico está diretamente ligado ao setor da construção civil e obras de infraestrutura, ou seja, construções em sua totalidade, bem como a: de rodovias, processos urbanísticos, edificações, portos e aeroportos. E todas essas obras necessitam de matéria-prima.

Dentre as principais matérias primas utilizadas em processos de pavimentação viária e urbanas, destaca-se o solo em suas diferentes granulometrias. Um projeto de pavimentação é composto de várias camadas de solos compactados, e muitas vezes torna-se necessário adquirir esse material em locais distintos, pois nem sempre no local da obra há disponibilidade de material com as características necessárias.

Além disso, destaca-se o uso de fontes ilegais que agredem o meio ambiente. Uma das possíveis alternativas para substituir em partes o solo destas camadas, seria a utilização do lodo da ETA. Existem inúmeros estudos que comprovam a sua utilidade na agricultura. Na construção de estradas e como material de construção civil, seu uso também já é estudado e incipientemente utilizado.

As inúmeras possibilidades de aplicação do lodo de ETA na construção civil, embasadas por pesquisas idênticas reforçam a grande gama de possibilidades do seu uso nas obras de engenharia, as aplicações como por exemplo em tijolos são defendidas por Machado e Araújo (2014).

A utilização dos resíduos produzidos das ETAS garante a preservação do meio ambiente, a não utilização de áreas nativas para o descarte dos resíduos, a redução da utilização de matérias primas naturais, garantindo assim com que as próximas gerações também tenham acesso aos recursos naturais que apesar de vastos, não renováveis.

MATERIAL E MÉTODOS

A presente pesquisa caracterizou-se como de natureza bibliográfica e quantitativa,

pois foram tabulados resultados a partir de uma revisão de literatura atualizada.

De acordo com Pereira (2018), esse tipo de pesquisa pode ser classificada como uma avaliação crítica de trabalhos científicos, podendo ser até mesmo definida como uma metanálise, ou seja, uma revisão de literatura que busca através de dois ou mais autores obter questões que sejam relevantes para o tema.

Para isso, utilizou-se de uma base de dados atualizada e completa, cuja metodologia adotada para sua obtenção está descrita na Figura 1.

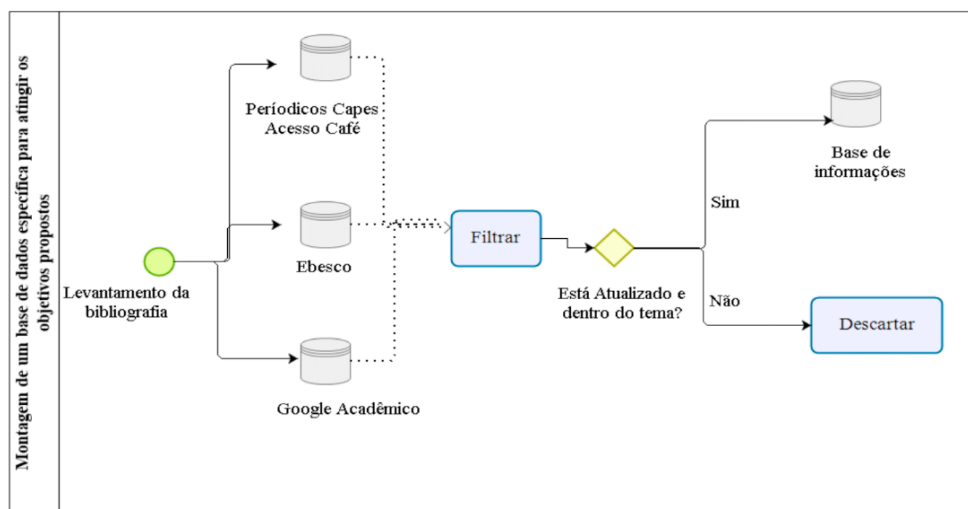


Figura 1 - Fluxograma inicial da metodologia

A princípio, é válido lembrar que a pesquisa suscitou à possibilidade da utilização do lodo em obras civis e viárias, bem como diferentes matérias: em camadas de pavimentação, blocos de concreto, em materiais cerâmicos de acordo como visto na fundamentação teórica.

Para que esse resíduo possa ser utilizado em obras de engenharia, foi necessário verificar as características químicas da composição do lodo e implicações da mesma nessas obras.

No que diz respeito às implicações químicas, elas apresentaram grande valor, já que através da análise dos principais produtos existentes nesse composto é possível inferir suas propriedades e definir os melhores usos em construções.

Por fim, a obtenção desses dados foi feita com a base de dados citada acima na Figura 1; foram selecionados 10 artigos, os quais apresentavam em sua metodologia a caracterização química por ensaio de difração de raios X, para logo em seguida levantar os percentuais de cada elemento químico contido na microestrutura do lodo de diferentes ETAS brasileiras.

Além disso, também foi desenvolvido um tratamento estatístico descritivo levando em consideração fatores como: percentual médio dos elementos encontrados e desvio padrão da amostra, sendo que a metodologia também pode ser descrita conforme a Figura 2.

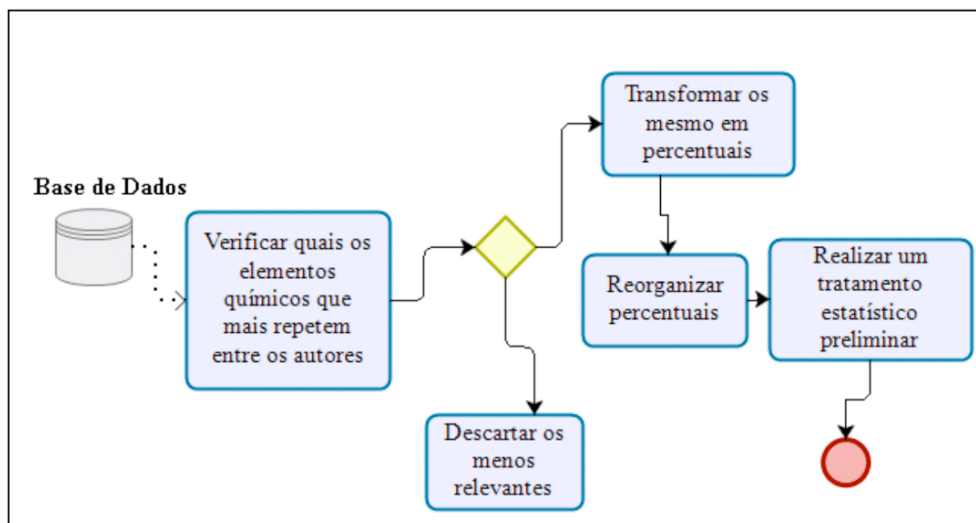


Figura 2 - Fluxograma da obtenção dos dados químicos

RESULTADOS E DISCUSSÃO

O processo de tratamento de água de uma ETA é feito de acordo com a demanda microbiológica existente em cada região. Apesar da distinção das formas de tratamentos, pode-se indicar pelo menos 3 elementos que se reprisam em praticamente todas as amostras que são o ferro, alumínio e manganés, como pode ser verificado na Figura 3.

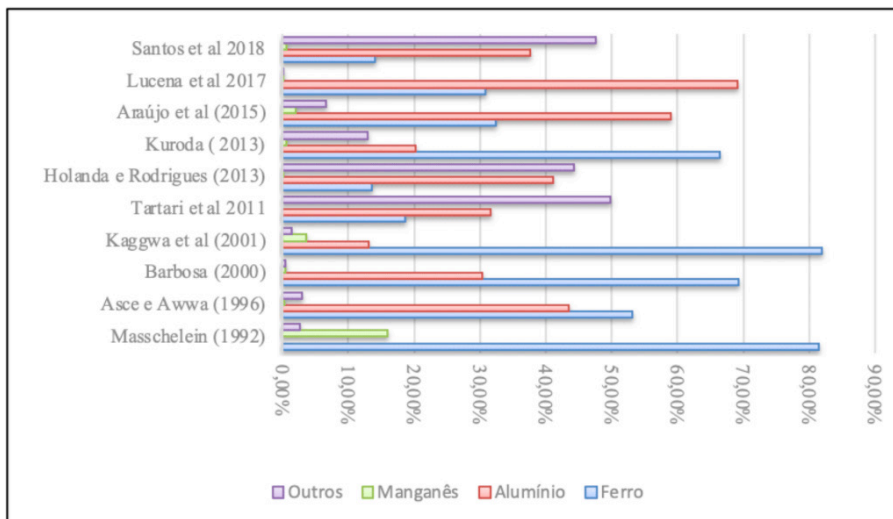


Figura 3 - Principais elementos químicos encontrados em diferentes ETAS.

O ferro é o elemento majoritariamente presente nos processos de tratamento de água, principalmente antes dos anos 2000, sendo encontrado até hoje em percentuais bem elevados com valores médios de 46,1% e desvio padrão de 27,5%, conforme apresentado na Figura 4.

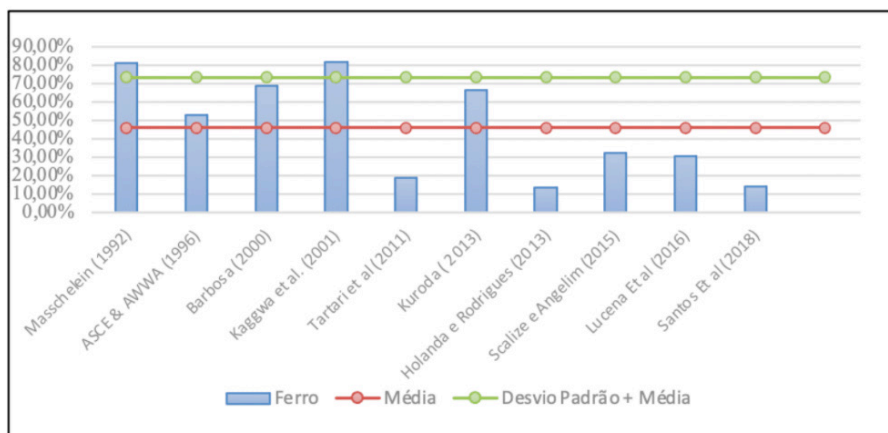


Figura 4 - Tratamento estatístico descritivo da concentração de ferro em lodos de ETA.

Destaca-se a sua boa incorporação em materiais cerâmicos em função de as argilas apresentarem altos teores de ferro.

De acordo com Masschelein (1992), no início dos anos 1990, não foi constatado a

presença do alumínio em lodos de ETA. Isso ocorre devido ao fato que os processos de tratamento de água anteriormente eram conduzidos majoritariamente por ferro e outros elementos.

Em pesquisas conduzidas por Silva *et al* (2015), encontraram teores mínimos de 16% de alumínio. Esse composto proporciona grande capacidade de estabilização de solos

O alumínio está presente em muitas bacias subterrâneas de microbiologia, que apresentam baixos índices de coliformes fecais. Normalmente é utilizado em forma de sal como sulfato de alumínio, apresentando assim, média de aproximadamente 35% com um desvio padrão de 20,6%. Esses dados formam descritos na Figura 5.

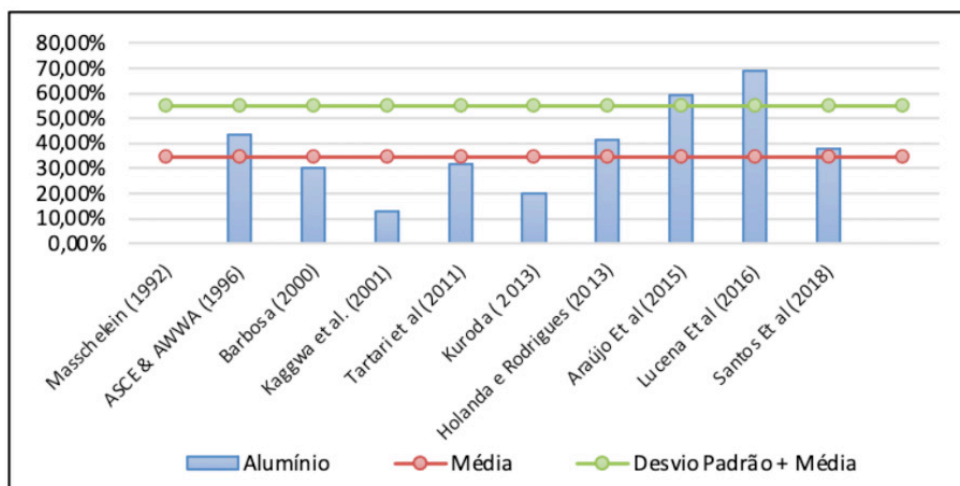


Figura 5 – Tratamento estatístico da concentração de alumínio segundo os autores.

Os autores realizaram testes com teores de lodo da ETA, em que a disparidade geral dos resultados foram relacionados com a umidade, estado, granulometria, teor de mistura e características químicas existentes no resíduo.

As características dos solos utilizados também foram divergentes, porém todas foram testados com a finalidade de aumentar a estabilidade e a resistência aos carregamentos verticais.

É possível depreender a forte tendência do lodo de ETA ser utilizado como um futuro material de construção, pois o mesmo, além de versátil apresenta integração positiva com muitos materiais, principalmente com o solo para diversas obras de engenharia.

CONCLUSÃO

Com base na fundamentação teórica e nos principais elementos químicos

encontrados, o uso de lodo de ETA em obras de engenharia vem sendo extremamente eficiente, pois esse resíduo apresenta um percentual bastante elevado de alumínio, próximo aos 35%.

Este importante elemento provoca reações catalisadoras entre o solo e a água concedendo considerável ganho de resistência, ensaios devem ser realizados para determinar a quantidade ideal de adição de lodo para as resistências desejadas.

Portanto, o seu emprego principalmente como base estabilizante para pavimentação, mostra-se extremamente auspicioso devido as altas concentrações de alumínio na forma de sulfatos

Além disso, é importante destacar a necessidade do aprofundamento de estudos microbiológicos que atestem que o material é inerte, para que em uma possível utilização não venha ocorrer contaminações decorrente do seu uso em obras de engenharia civil.

REFERÊNCIAS

ACHON, Cali Laguna; SOARES, Leonardo Vieira; MEGDA, Cláudia Regina. Impactos ambientais provocados pelo lançamento in natura de lodos provenientes de estações de tratamento de água. In: **congresso brasileiro de engenharia sanitária e ambiental**, 23., 2004, Campo Grande. p. 1 - 9.

ARAÚJO, F. C. et al. Caracterização física do resíduo de uma estação de tratamento de água para sua utilização em materiais de construção. **Cerâmica**, [s.l.], v. 61, n. 360, p.450-456, dez. 2015.

KELM, Tamile Antunes. **AVALIAÇÃO DO USO DE LODO DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO NA ESTABILIZAÇÃO DE MATERIAIS PARA PAVIMENTAÇÃO**. 2014. 230 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Coppe, Engenharia Civil, Ufrj, Rio de Janeiro, 2014.

KURODA, Emília Kiyomi et al. Drenagem / secagem de lodo de decantadores de ETAs em manta geotêxtil. **Revista Dae**, p.24-34, abr. 2014.

LUCENA, Lêda Christiane Lopes et al. MONITORAMENTO DE PARÂMETROS FÍSICOS E AMBIENTAIS DE CAMADAS DE SOLO ESTABILIZADAS COM LODO DE ETA E DE ETE. **Revista em Agronegócio e Meio Ambiente, Maringá (pr)**, Maringá (pr), v. 10, n. 3, p.873-890, set. 2017

PEREIRA, Maurício Gomes. **ARTIGOS CIENTÍFICOS: Como Redigir, Publicar e Avaliar**. 1º. ed. Brasília: Gen, 2018. 383 p.

REALI et al. (1999). Noções gerais de tratamento e disposição final de lodos de estações de tratamento de água. **Projeto PROSAB**, Rio de Janeiro: ABES, 250p.

RODRIGUES, L. P.; HOLANDA, J. N. F. Influência da incorporação de lodo de estação de tratamento de água (ETA) nas propriedades tecnológicas de tijolos solo-cimento / Influence of the incorporation of water treatment plant (WTP) sludge on the technological properties of soil-cement bricks. **Cerâmica**, [s. l.], n. 352, p. 551, 2013.

SILVA, Davi Maia; SILVA, Antonio João da; QUEIROZ, Frank de Oliveira. Análise de Estabilização Química de Solo Siltoso A-4 de Porto Velho-RO. **E&s Engineering And Science**, [s.l.], v. 4, n. 2, p.13-22, 15 out. 2015. Universidade Federal de Mato Grosso.

SANTOS, G. Z. B.; MELO FILHO, J. A.; MANZATO, L. Proposta de uma cerâmica obtida por meio de geopolimerização de lodo de ETA calcinado. **Cerâmica**, [s.l.], v. 64, n. 370, p.276-283, jun. 2018.

TARTARI, R. et al. Lodo gerado na estação de tratamento de água Tamanduá, Foz do Iguaçu, PR, como aditivo em argilas para cerâmica vermelha: Parte I. **Cerâmica**, [s.l.], v. 57, n. 343, p.288-293, set. 2011.

ANÁLISE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO E SUA ADEQUAÇÃO AO MERCADO DE TRABALHO

Data de aceite: 01/02/2021

Data de submissão: 08/12/2020

Carolina Souza Orro Freitas

Universidade Federal de Ouro Preto
Ouro Preto – Minas Gerais

Chrystian Cleiderson Ventura

Universidade Federal de Ouro Preto
Ouro Preto – Minas Gerais

Gabriela Rosa Oliveira

Universidade Federal de Ouro Preto
Ouro Preto – Minas Gerais

Gustavo Augusto Froes Cardoso

Universidade Federal de Ouro Preto
Ouro Preto – Minas Gerais

Karina Marques Maciel Silva

Universidade Federal de Ouro Preto
Ouro Preto – Minas Gerais

RESUMO: Com o processo de ensino-aprendizagem adquirindo ênfase no mercado de trabalho, buscou-se vislumbrar através de formulários a influência da matriz curricular na atuação do profissional formado, além de fazer um comparativo entre as opiniões de alunos e ex-alunos da instituição, a fim de avaliar qual o grau de satisfação dos mesmos com o modelo de curso oferecido. Este trabalho tem o caráter dissertativo-argumentativo, cujo objetivo é interpretar os dados obtidos e aplicar melhorias ao curso de Engenharia Civil da Universidade

Federal de Ouro Preto (UFOP), tais quais, aumento da carga horária prática e atualização das metodologias de ensino.

PALAVRAS-CHAVE: Qualidade de ensino. Engenharia Civil. Discentes. Egressos. Mercado de Trabalho.

ANALYSIS OF THE CIVIL ENGINEERING COURSE FROM UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO AND ITS ADAPTATION TO THE JOB MARKET

ABSTRACT: With the teaching and learning process gaining prominence in the job market, sought to glimpse through forms the influence of the curriculum matrix on the performance of the trained professional, in addition to comparing the opinions of students and alumni of the institution, in order to assess how satisfied they are with the course model offered. This work has a dissertative-argumentative character, whose objective is to interpret the data obtained and apply improvements to the Civil Engineering course at the Federal University of Ouro Preto (UFOP), such as increasing the practical workload and updating teaching methodologies.

KEYWORDS: Teaching quality. Civil Engineering. Students. Egresser. Job Market.

1 | INTRODUÇÃO

Anteriormente ao ano de 2017, em avaliação realizada pelo Instituto Nacional de Estudos e Pesquisas Educacionais Anísio Teixeira (INEP), o curso de Engenharia Civil

da UFOP obteve conceito preliminar de curso (CPC) 3 numa escala de 1 a 5, sendo considerado pelo Ministério da Educação (MEC) como nota regular (MEC, 2020). Com isso, discentes de entidades estudantis do curso se reuniram para criar um grupo que ficaria conhecido como Civil Nota 5, visando melhorias na qualidade de ensino, com o objetivo de obter reconhecimento externo em avaliações como o ENADE e satisfação interna por acadêmicos.

Neste contexto, o objetivo deste trabalho é coletar e analisar informações dos discentes e egressos do curso de Engenharia Civil da UFOP quanto ao modelo de ensino do curso. A intenção de tais informações é obter melhorias na estrutura do curso, de forma que os engenheiros formados possuam qualidades favoráveis à sua inserção no mercado de trabalho, e que possa melhorar a satisfação dos alunos atuais no desenvolvimento da sua formação.

Como base para a pesquisa foi utilizado o artigo “Análise do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto de Acordo Com a Percepção dos Alunos”, desenvolvido anteriormente também pelo Grupo Civil Nota 5. Para a realização desta pesquisa foram utilizadas duas plataformas digitais de formulários, SurveyMonkey em 2017 e Google Forms em 2019. Foram usados, a título de comparação, quatro formulários, sendo estes: formulário do aluno e formulário do ex-aluno, aplicados em 2017, e de igual modo para o ano de 2019. Para análise e interpretação desses formulários foram utilizados conceitos de Estatística Descritiva.

2 | ESTRUTURA PEDAGÓGICA DO CURSO

A matriz curricular de formação do curso de Engenharia Civil da UFOP é datada de 1996, com pequenas modificações ocorridas em 2002 e 2006. Estruturada em 10 semestres, possui uma carga total de 4075 horas, sendo 3735 horas de disciplinas obrigatórias, 180 horas de disciplinas eletivas e 160 horas de outras atividades (ESCOLA DE MINAS, 2018). Por possuir um modelo de ensino que promove a formação de Engenheiros Civis generalistas, com conhecimentos gerais de cada subárea de atuação profissional, tem seu foco distribuído em competências matemáticas, físicas e também nas cinco grandes subáreas da Engenharia Civil: Estruturas, Geotecnia, Recursos Hídricos, Transportes e Construção Civil.

Nos formulários foram propostos questionamentos que avaliam o quão proveitosas as atividades da graduação são para a vida profissional do estudante recém-formado, abordando perguntas acerca das metodologias de ensino utilizadas pelos professores da instituição, analisando a divisão de carga horária prática/teórica e verificando se são consideradas suficientes ou não para um bom ensino. Além disso, foi analisado a qualidade da estrutura de estudo disponibilizada aos estudantes e quão proveitosas são as atividades extracurriculares disponíveis na instituição. As questões apresentadas surgiram a partir

da avaliação dos alunos membros do Grupo Civil Nota 5 que questionaram a influência da universidade no mercado de trabalho a partir das suas considerações de aspectos que seriam relevantes.

2.1 Percepções da carga horária prática por discentes e egressos e a exigência no mercado de trabalho

As aulas práticas além de desempenharem um papel fundamental na formação do aluno e na fixação do conteúdo a longo prazo, também são uma amostra da realidade do mercado de trabalho (AFONSO ALMEIDA, 2018). A partir disso, foi realizada uma pesquisa sobre a carga horária prática para alunos e egressos do curso, nos anos de 2017 e 2019.

Na avaliação feita com alunos em 2017, das 138 respostas, 53,0% afirmaram não estarem satisfeitos com a carga horária de aulas práticas. É importante salientar que 10,1% não souberam opinar, o que remete que a porcentagem de satisfação foi realmente inferior. Em 2019, dos 183 alunos participantes da pesquisa, 66,1% partilharam da mesma insatisfação.

Com o intuito de estabelecer bons parâmetros comparativos, o mesmo levantamento foi realizado com os egressos. Na pesquisa de 2017, dos 109 respondentes, 86,2% se mostraram insatisfeitos com a carga horária prática do curso. E em 2019, de 98 avaliações de egressos, a insatisfação correspondeu a 89,8%.

A fim de compreender a baixa satisfação apontada pelos egressos, foi abordado qual dos conhecimentos (dentre eles, o teórico, o prático e outros) é o mais exigido no mercado de trabalho. No ano de 2017, o conhecimento prático foi julgado como o mais requerido por 72,5% dos avaliados. Em 2019, a mesma opinião foi confirmada por 88,8% dos participantes.

Logo, torna-se evidente que as opiniões referentes à insuficiência da carga horária de aulas práticas na estrutura do curso para alunos e egressos mantiveram-se elevadas tanto em 2017 quanto em 2019.

2.2 Percepções do uso de softwares aplicativos por alunos e a exigência para egressos no mercado de trabalho

O mercado de trabalho está cada vez mais em busca de profissionais capacitados em softwares aplicativos de natureza prática (SILVEIRA, 2004). Pensando nisso, com o intuito de avaliar o nível de utilização deles no referido curso, foi abordado também nos formulários aplicados a satisfação dos alunos e egressos relacionada a essa questão.

O nível de satisfação dos alunos com a utilização de softwares aplicativos foi avaliado baseado numa escala que variava de nulo ao excessivo. Dos 51 alunos do ciclo básico (alunos do segundo ao quarto período) que responderam em 2017, 43,4% responderam que o nível de satisfação era moderado, 19,6% como nulo e 33,3% registraram como escasso o uso de softwares no ciclo básico. Já no ano de 2019, a pesquisa foi reaplicada nos alunos

do ciclo básico, e registrou 63 respostas, das quais 44,4% dos discentes avaliaram como moderado o uso de programas e 22,2% como escasso.

Entretanto, a mesma pesquisa foi feita com o ciclo profissionalizante (alunos do quinto ao décimo período) no ano de 2017, e dos 137 discentes avaliados, 67,2% responderam como escasso o uso de softwares. Pode-se perceber que dois anos depois a mesma concepção dos alunos manteve-se, visto que dos 120 alunos avaliados em 2019, 66,6% informaram que foi escasso a utilização de softwares durante as disciplinas.

Com isso, é válido afirmar que a avaliação dos alunos do ciclo profissionalizante condiz com as necessidades do mercado de trabalho, já que no ano de 2019, dos 98 egressos avaliados, 67,3% informaram que foi a competência mais exigida no mercado de trabalho.

2.3 Percepções da metodologia do curso entre alunos e egressos

A percepção de ensino para com o curso é muito particular, então busca-se obter respostas que exprimem uma opinião coletiva para avaliar o real estado do ensino e sua evolução ao longo do tempo. No entanto, objetiva-se analisar as opiniões mais aprofundadas por parte dos alunos e mais gerais por parte dos egressos, para se obter tanto a evolução do ensino da Engenharia Civil como para comparar como os egressos avaliam como um todo esse aspecto do curso.

Em 2017, o formulário aplicado aos egressos buscou estudar os dados de forma mais geral, uma vez que este abrange respostas de pessoas que se graduaram entre 2003 e 2017. Assim, a ideia seria que suas respostas fossem considerando o perfil de ensino da UFOP em Engenharia Civil nestes anos. Dentre os critérios gerais questionados, destaca-se “Qualidade dos Professores e Metodologia de Ensino”, que das 109 respostas, para mais de 50,0%, a qualidade dos professores é considerada boa. Enquanto a metodologia de ensino de forma geral é de regular para boa. Já em 2019 foi aplicado o mesmo formulário, com uma única diferença, que se trata da subdivisão das mesmas perguntas, especificando o ciclo básico e profissionalizante. Neste, obteve-se 98 respostas de egressos que colaram grau entre 1988 e 2019. Assim, para mais de 50,0% dos egressos os professores do ciclo básico e a metodologia do ciclo básico e profissionalizante são de regular a bom, e os professores do ciclo profissionalizante são considerados de qualidade boa para ótima, por 72,0%.

Para os discentes, os critérios foram mais específicos, sendo eles: “Didática, organização, domínio do conteúdo, conteúdos atualizados e interdisciplinaridade”. Obtendo-se, em 2017, 212 respostas e em 2019 um total de 183 respostas para os tópicos estudados.

Assim, os alunos do segundo ao quarto período, em ambos os formulários, declararam uma satisfação de regular a boa para a maioria dos tópicos, com exceção de domínio do conteúdo e conteúdo atualizado, que foram avaliados entre bom e ótimo por

50,0% em 2019, demonstrando uma avaliação positiva na qualidade de ensino no ciclo básico do curso.

Já entre os alunos do quinto ao sétimo período, notou-se que a maioria dos tópicos ficou entre regular e bom nos dois formulários, com exceção da interdisciplinaridade que se mostrou muito preocupante em 2017, uma vez que foi avaliada entre ruim para regular, em pelo menos 60,0% das respostas, mas evoluiu para regular a bom, assim como domínio de conteúdo se destaca entre bom e ótimo em 2019.

QUINTO AO SÉTIMO PERÍODO DE 2017						
	PÉSSIMO	RUIM	REGULAR	BOM	ÓTIMO	NÃO SEI OPINAR
Didática	4,17%	6,25%	41,67%	37,50%	0,00%	10,42%
Organização	2,08%	2,08%	43,75%	37,50%	2,08%	12,50
Domínio do conteúdo	0%	0%	22,92%	47,92%	18,75%	10,40%
Interdisciplinaridade	2,08%	25,00%	35,42%	20,83%	4,17%	12,50%
Conteúdos atualizados	0%	18,75%	41,67%	22,91%	4,17%	12,50
QUINTO AO SÉTIMO PERÍODO DE 2019						
	PÉSSIMO	RUIM	REGULAR	BOM	ÓTIMO	NÃO SEI OPINAR
Didática	2,33%	18,60%	46,51%	26,74%	4,65%	1,17%
Organização	0%	4,65%	31,39%	50,00%	12,79%	1,17%
Domínio do conteúdo	0%	0%	15,12%	43,02%	36,06%	5,81%
Interdisciplinaridade	8,13%	17,44%	33,72%	32,56%	6,98%	1,17%
Conteúdos atualizados	5,81%	8,14%	26,75%	40,7%	16,28%	2,32%

Tabela 1 - Porcentagens relativas à pergunta feita aos alunos do quinto ao sétimo período acerca da qualidade dos professores e a metodologia

Fonte: Elaborado pelos autores

Para os alunos do oitavo ao décimo período, um ponto bastante positivo foi o domínio do conteúdo, que foi avaliado de bom para ótimo. No entanto, destacaram-se negativamente interdisciplinaridade e conteúdo atualizado, que para mais de 60,0% das respostas estão entre ruim e bom. Os outros tópicos são considerados regulares.

OITAVO AO DÉCIMO PERÍODO DE 2017						
	PÉSSIMO	RUIM	REGULAR	BOM	ÓTIMO	NÃO SEI OPINAR
Didática	4,44%	14,44%	30,00%	40,00%	4,44%	6,67%
Organização	2,22%	12,22%	27,78%	46,67%	4,44%	6,67%
Domínio do conteúdo	0%	5,56%	15,56%	51,11%	20,00%	7,78%
Interdisciplinaridade	7,78%	23,33%	28,89%	30,00%	3,33%	6,67%
Conteúdos atualizados	12,22%	23,33%	27,78%	25,56%	4,44%	6,67%
OITAVO AO DÉCIMO PERÍODO DE 2019						
	PÉSSIMO	RUIM	REGULAR	BOM	ÓTIMO	NÃO SEI OPINAR
Didática	8,82%	8,82%	55,82%	23,53%	2,94%	0%
Organização	5,88%	11,76%	32,35%	44,18%	5,88%	0%
Domínio do conteúdo	5,88%	5,88%	14,70%	50,00%	23,53%	0%
Interdisciplinaridade	11,76%	29,41%	29,41%	26,47%	2,94%	0%
Conteúdos atualizados	5,88%	17,65%	55,88%	20,6%	0%	0%

Tabela 2 - Porcentagens relativas à pergunta feita aos alunos do oitavo ao décimo período acerca da qualidade dos professores e a metodologia

Fonte: Elaborado pelos autores

Com isso é válido afirmar que, de acordo com a visão dos alunos, as disciplinas ofertadas pelo curso têm uma regularidade na maioria dos critérios que avaliam a qualidade do professor, o que demonstra um pensamento alinhado com egressos. Destacando-se positivamente, os professores do ciclo profissionalizante que são considerados de bom para ótimo, quanto a domínio de conteúdo. No entanto os tópicos de conteúdo atualizado e interdisciplinaridade demonstram escalas mais espaçadas entre ruim e boa, o que não constitui uma regularidade no período profissionalizante, fato é que demonstra um certo déficit destes aspectos metodológicos do curso.

3 I PERFIL DO ENGENHEIRO CIVIL FORMADO PELA INSTITUIÇÃO

Na aplicação dos formulários de pesquisa aos alunos foi também solicitado que fosse respondido a respeito de qual estrutura pedagógica promove uma melhor formação dos alunos e se adequa melhor às exigências do mercado de trabalho atual na opinião e visão dos mesmos, já citado que a UFOP promove uma formação de Engenheiros Civis generalistas.

No formulário aplicado em 2017, dos 173 alunos matriculados no curso, distribuídos entre o segundo e o décimo períodos, 53,8% responderam que a melhor estrutura pedagógica é a que forma engenheiros especialistas, com ênfase em alguma área de

conhecimento específica ao final do curso. Contudo, quando se avalia os resultados de forma mais detalhada, separando os resultados por blocos de períodos, os resultados divergem entre os alunos do ciclo básico (segundo ao quarto período) e do ciclo profissionalizante (quinto ao décimo período). Os alunos do ciclo básico totalizaram 44 respostas, do quinto ao sétimo período, 43 respostas, e do oitavo ao décimo período foram 86 respostas, e suas respectivas avaliações encontram-se detalhadas na “Figura 1”.

Em 2019, obteve-se 183 respostas dentre os alunos matriculados do primeiro ao décimo período. Em geral, dentre estas, obtém-se que a matriz curricular melhor avaliada para o engenheiro civil é a generalista, com 57,4% dos votos. Detalhando-se os dados, os alunos do ciclo básico representam 63 respostas, do quinto ao sétimo período, 86 respostas, e do oitavo ao décimo período, 34 respostas, e suas avaliações encontram-se também na “Figura 1”.

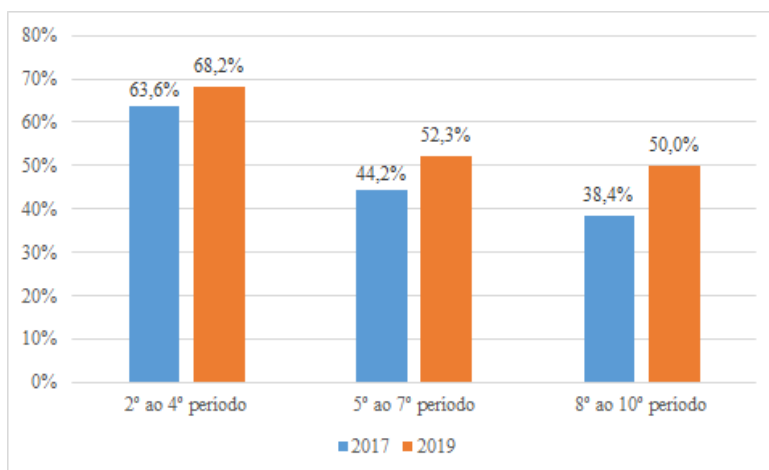


Figura 1 - Porcentagem de alunos que acreditam na formação do engenheiro civil generalista como ideal

Fonte: Elaborado pelos autores

Da mesma forma foi feita a pesquisa com os ex-alunos. Das 109 respostas obtidas em 2017, 63,3% acreditam e vivenciam que a melhor estrutura pedagógica é aquela que permite a formação do engenheiro generalista, com conhecimentos gerais em cada uma das subáreas de atuação profissional.

Na pesquisa feita em 2019 foram analisados os mesmos parâmetros de estrutura pedagógica. E obteve-se 98 respostas, em que 23,5% destes se formaram após aplicação do formulário de 2017, sendo estas novas respostas o que favoreceu o comparativo entre os dois questionários de ex-alunos, bem como ajudou a construir melhor a visão dos egressos de Engenharia Civil da UFOP ao longo do tempo. Porém, da mesma forma que na

pesquisa anterior, a análise dos egressos não saiu muito da média da última pesquisa, em que 62,2% destes acreditam que a estrutura pedagógica generalista favorece o engenheiro a se adequar melhor ao mercado de trabalho.

O fato de os alunos do ciclo básico, em sua maioria, terem a mesma opinião dos já formados, corrobora com a ideia de que eles estão cientes daquilo que querem para o futuro, como também do que esperam do curso. Enquanto isso, os alunos do ciclo profissionalizante divergiram suas opiniões entre os formulários aplicados: em 2017 acreditavam que a formação em uma especialidade seria melhor para o mercado de trabalho, enquanto em 2019 se convenceram de que o engenheiro com formação generalista seria o ideal. Um dos motivos que pode ter auxiliado nessa mudança é o fato das atividades extracurriculares serem mais procuradas pelos alunos do ciclo profissionalizante, que os preparam para o futuro profissional, colocando-os em contato com o mercado de trabalho, pesquisas e outras ações sociais. Em 2017, de 136 alunos que responderam ao formulário do quinto ao décimo período, 23,5% destes não participavam de nenhuma daquelas atividades, enquanto em 2019, de 120 estudantes, apenas 17,5% não participavam delas. Quanto à análise das respostas dos egressos, essa é de extrema relevância visto que eles já se encontram atuando profissionalmente, e estatisticamente as opiniões permanecem as mesmas, em sua maioria concordam com uma melhor formação do engenheiro quando de forma generalista.

4 | ATIVIDADES EXTRACURRICULARES E SUA INFLUÊNCIA NO MERCADO DE TRABALHO

Uma das maneiras de avaliar a qualificação dos discentes de Engenharia Civil da UFOP é o grau de engajamento destes em relação às atividades extracurriculares, que representam aquelas atividades realizadas para além da sala de aula referentes a habilidades e competências como forma de enriquecimento do aluno, promovendo melhorias em seus currículos somadas às experiências adquiridas (UNIVERSIA BRASIL, 2019).

No formulário aplicado aos alunos em 2017, de um total de 186 alunos, 30,1% afirmaram não participar de nenhuma atividade extracurricular. Dos 70,0% que participam de alguma atividade extracurricular, foi observado as três atividades com maior adesão entre os alunos, entre elas a Iniciação Científica, com 34,4%, participação na Civil Jr. Consultoria (Empresa Júnior de Engenharia Civil), com 25,3% e monitorias, com 13,4%. Já no formulário aplicado em 2019, de um total de 183 alunos 36,6% afirmaram não estar envolvidos com atividades extracurriculares, a Civil Jr. Consultoria teve uma adesão de 22,4%, a Iniciação Científica com 18,6% e monitorias com 16,4%. É válido destacar que muitos alunos podem ter participado de mais de uma atividade extracurricular durante a graduação, o que enquadra estas porcentagens como relativas e não exclusivas.

Dos 109 egressos respondentes ao formulário aplicado em 2017, 20,2% afirmaram não terem participado de nenhuma atividade extracurricular durante a graduação. As atividades com maior adesão foram Iniciação Científica, com 49,5%, monitorias, com 27,5% e PET Civil (Programa de Educação Tutorial de Engenharia Civil) juntamente à Extensão, com 14,7%. Para a mesma pergunta, feita em 2019, dos 98 egressos que responderam, 14,3% não participaram de nenhuma das atividades, e entre aqueles que participaram, 43,9% afirmaram fazer Iniciação Científica, 27,6% responderam ter participado de monitorias e, 18,4% de projetos de Extensão.

Os alunos envolvidos com essas atividades avaliaram a importância de se participar das mesmas. Na pesquisa feita em 2017, 72,9% consideraram muito importante, enquanto 2,15% consideraram nula. Já na pesquisa de 2019, a relevância dessas atividades foi avaliada como muito grande por 58,5% das respostas e nula por 0% das respostas.

Os egressos foram questionados sobre a contribuição das atividades extracurriculares para o ingresso no mercado de trabalho e para as funções que exercem atualmente. Nos anos de 2017 e 2019, dentre os comentários mais recorrentes, destacam-se: “Direcionamento para área de atuação atual”, “Melhoria nas habilidades de organização, responsabilidade, comunicação e trabalho em equipe”, “Conhecimentos de gestão corporativa e empresarial”, “Melhoria do currículo”, “Aprendizagem de Softwares Aplicativos” e “Influência para a pós-graduação”.

Dentre os discentes participantes, foi questionado acerca do respaldo dos professores e da universidade para essas atividades, podendo ser avaliados numa escala que varia entre nulo, escasso, moderado e suficiente. Em 2017, grande parte dos alunos que participam das atividades de Iniciação Científica, monitorias e PET Civil classificaram a assistência como moderada, enquanto participantes de outras atividades, como Civil Jr. Consultoria, CAEC (Centro Acadêmico de Engenharia Civil) e Projetos de Extensão classificaram como escasso. Na pesquisa de 2019, o respaldo foi tido como suficiente para Iniciação Científica e Monitorias, moderada para Civil Jr. Consultoria, PET Civil e Projetos de Extensão, e por fim, escassa para o CAEC.

A partir dessas análises, é possível notar que as atividades extracurriculares são tidas como relevantes devido à significativa avaliação dos alunos e reconhecimento dos egressos. Nota-se também que o respaldo possui maior destaque para as atividades relacionadas à pesquisa e ensino, como a Iniciação Científica e monitorias. Há de se reconhecer que houve melhorias para as atividades como Civil Jr. Consultoria e Projetos de Extensão, visto que em 2017 a assistência era tida como escassa e em 2019 evoluiu para moderada, enquanto o respaldo para o PET Civil persistiu como moderado. Com isso, verifica-se que ainda é necessário melhorar cada vez mais o apoio à estas atividades, visto que proporcionam importantes experiências e aprendizagens carregadas para o mercado de trabalho conforme avaliado pelos egressos.

5 | INFLUÊNCIA DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UFOP NO MERCADO DE TRABALHO

O curso de Engenharia Civil da UFOP busca manter contato direto dos alunos com o mercado de trabalho, facilitando a inserção do bacharel recém-formado no mesmo. Um dos objetivos da aplicação do formulário foi obter informações dos engenheiros civis já formados pela Universidade, buscando avaliar o quanto o conhecimento adquirido na graduação está sendo utilizado por eles nas áreas de atuação.

No formulário aplicado em 2017, de 100 respostas registradas, 31,0% dos egressos avaliaram como 5 para a pergunta “Dentro da sua área de atuação, o quanto do conhecimento adquirido na graduação você aplicou ou aplica no seu trabalho?”, numa escala de 1 a 5, onde 1 representava pouco e 5 muito, e 27% registraram como 3.

Em 2019, em uma aplicação semelhante obteve-se respostas direcionadas às áreas de atuação, podendo ser separadas em Construção Civil, Estruturas, Geotecnia, Hidráulica, Materiais de Construção, Saneamento e Transportes, utilizando os critérios de resposta como sendo pouco, regular e muito. Como pode-se perceber na “Figura 2” abaixo, houve grandes variações entre as áreas, o que pode ser justificado pela área de atuação de cada ex-aluno visto que, por exemplo, algo muito usado na área de Estruturas não é utilizado na mesma proporção em Saneamento. E vale ressaltar que a quantidade de respostas para cada área não se mantém, já que cada egresso respondeu respectivamente às suas áreas de atuação.

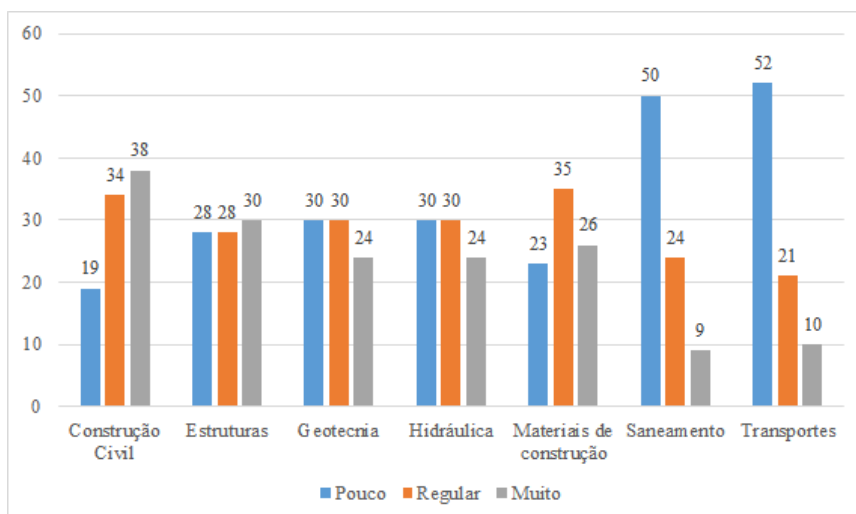


Figura 2 - Áreas de atuação no mercado de trabalho e grau de aplicação do aprendizado obtido na graduação

Fonte: Elaborado pelos autores

Outro ponto avaliado foi qual o grau de confiança que os alunos já formados apresentaram ao ingressarem no mercado de trabalho. Em 2017, de 109 respostas obtidas, 28,4% destes votaram na opção 3, intermediária na avaliação. Outros 25,7% votaram na opção 1, se apresentando pouco confiantes.

Em contrapartida, em 2019, na mesma avaliação, com 98 respostas registradas, 37,8% dos egressos marcaram um grau de confiança 3, enquanto 21,4% marcaram grau de confiança 4. Uma das possíveis explicações para esta mudança é a participação dos mesmos, enquanto discentes, em atividades extracurriculares, que pode ter ajudado a prepará-los melhor para a área de trabalho escolhida. Em 2017, de 109 avaliados, 79,8% destes participaram de algum projeto extraclasse, enquanto em 2019, de 98 respostas, 85,7% participaram.

Alguns critérios em relação ao curso também foram avaliados como à infraestrutura da instituição e qualidade dos alunos. Em 2017, os critérios foram avaliados como péssimo, ruim, regular, bom e excelente. Quanto à qualidade dos alunos, 56,9% de um total de 109 respostas avaliaram como bom. E quanto à infraestrutura, incluindo bibliotecas, laboratórios e salas de aula, 62,4% avaliaram como bom.

Referente ao formulário aplicado em 2019, essa avaliação foi dividida em comprometimento dos alunos e estrutura da universidade e laboratórios, e foi utilizado o mesmo critério de avaliação do ano de 2017. Quanto ao comprometimento dos alunos, de 98 respostas obtidas, 51,0% avaliaram como regular. A estrutura da universidade se mantém na classificação, 60,2% avaliaram como bom. E quanto aos laboratórios, 54,1% afirmam ser bom. Com isso, percebeu-se o quão proveitoso pode ser o ambiente de estudo oferecido aos alunos, com uma boa estrutura e bons profissionais presentes.

Quanto a avaliação do mercado de trabalho com relação ao curso de Engenharia Civil da UFOP, em 2017, 41,3% dos egressos avaliaram como Ótimo e 32,1% como Bom, enquanto em 2019, 30,6% dos egressos como ótimo e 56,1% como bom.

Um dos pontos avaliados nos questionários foi o nível de satisfação dos egressos com o curso de Engenharia Civil, de acordo com quanto o indicariam para outras pessoas. Portanto, com base no formulário de 2017, de 109 respostas, e na escala de 1 a 5, 58,7% deles avaliaram como 5, 22,9% indicaram como 4, enquanto 1,8% avaliaram como 1. Em 2019, de 98 respostas, 33,7% avaliaram como 5, e 42,9% registraram 4, enquanto 1,0% indicou como 1. Assim verifica-se que cerca de 80,0% dos respondentes em ambas as pesquisas indicaria o curso de Engenharia civil da UFOP para outras pessoas.

6 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como proposto no trabalho, foi feita uma análise comparando a compatibilidade entre opiniões de alunos e ex-alunos da instituição avaliada. Com isso foi possível destacar os pontos apontados pelos alunos em relação a melhorias que podem ser implementadas

no curso de Engenharia Civil da UFOP, assim como destacar os seus pontos positivos.

Um dos pontos mais frisados dos quatros formulários aplicados foi a necessidade de um aumento de carga horária de aulas práticas no curso, e atualização da metodologia de ensino, inserindo, por exemplo, utilização de softwares aplicativos e atualização do conteúdo teórico.

A partir da avaliação dos ex-alunos pôde-se perceber que, apesar das melhorias que necessitam ser feitas, a instituição é bem avaliada no mercado de trabalho pela qualidade dos engenheiros civis formados por ela, e pela estrutura que é oferecida aos mesmos.

Para oferecer melhorias ao curso, as análises contidas neste documento serão utilizadas como apoio ao NDE (Núcleo Docente Estruturante). Algumas destas já vêm acontecendo com a participação do grupo Civil Nota 5, como a reformulação da matriz curricular, a fim de atender às atuais necessidades dos alunos e futuros engenheiros no mercado de trabalho.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Afonso. **Por que você precisa de aulas práticas na Universidade?** 2018. Disponível em: <https://portal.unigranrio.edu.br/blog/por-que-voce-precisa-de-aulas-praticas-na-universidade>. Acesso em: 27 maio 2020.

ESCOLA DE MINAS, UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO. **Engenharia Civil**. 2018. Disponível em: https://www.em.ufop.br/files/matrizCIV22018_1.pdf. Acesso em: 14 maio 2020.

MEC. **Detalhes do Curso - (586) Bacharelado em Engenharia Civil**. 2020. Disponível em: <http://emec.mec.gov.br/emec/consulta-cadastro/detalhamento/d96957f455f6405d14c6542552b0f6eb/Ng==/c1b85ea4d704f246bcced664fdaeddb6/RU5HRU5IQVJJQSBDSVZJTA==>. Acesso em: 06 maio 2020.

MENDES, Vitor Freitas et al. **Análise do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto de acordo com a percepção dos alunos**. In: ENGENHARIA do Século XXI. Belo Horizonte: Ed. Poisson, 2019. Cap. 6. p. 54-62. Disponível em: <https://www.poisson.com.br/livros/engenharia/volume1/>. Acesso em: 06 maio 2020

SILVEIRA, Sérgio Amadeu da. **Software livre: a luta pela liberdade do conhecimento**. 2004. Disponível em: <https://www.ufrgs.br/soft-livre-edu/arquivos/amadeu-livro-soft-livre.pdf>. Acesso em: 27 mar. 2020.

UNIVERSIA BRASIL. **O que são atividades extracurriculares e como usá-las em seu currículo**. 2019. Disponível em: <https://noticias.universia.com.br/emprego/noticia/2013/01/03/981669/4-atividades-extracurriculares-vo-melhorar-seu-curriculo.html>. Acesso em: 27 maio 2020.

SOBRE OS ORGANIZADORES

HENRIQUE AJUZ HOLZMANN - Professor da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR). Graduação em Tecnologia em Fabricação Mecânica e Engenharia Mecânica pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Mestre em Engenharia de Produção pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Doutorando em Engenharia e Ciência dos Materiais pela Universidade Estadual de Ponta Grossa. Trabalha com os temas: Revestimentos resistentes a corrosão, Soldagem e Caracterização de revestimentos soldados.

JOÃO DALLAMUTA - Professor da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR). Graduação em Engenharia de Telecomunicações pela UFPR. MBA em Gestão pela FAE Business School, Mestre em engenharia elétrica pela UEL. Doutorando em Engenharia Espacial pelo INPE.

ÍNDICE REMISSIVO

A

Abastecimento 3, 6, 7, 8, 173, 174, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 221, 286, 306

Agroindustrial 284, 285, 286, 304, 305

Água 181

Alumínio 287, 309, 312, 314, 315

Alvenaria 2, 6, 7, 12, 13, 145, 149, 150, 151, 152, 154, 155, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 166, 167, 168, 169, 171, 172, 259, 260, 261, 284, 286, 291, 292, 298, 304, 305, 306, 307, 308

Análise estrutural 23, 160, 182, 187

Ancoragem 5, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 117, 118, 229

Armado 10, 11, 13, 22, 23, 24, 25, 26, 35, 36, 37, 38, 44, 50, 51, 52, 53, 54, 57, 59, 76, 77, 80, 87, 88, 91, 92, 106, 107, 108, 114, 118, 119, 145, 146, 147, 150, 160, 162, 172, 235, 236, 237, 239, 240, 242, 244, 245, 246, 291

C

Canal de acesso 214, 216, 219, 224, 225, 226, 228, 232, 233

Capacidade 12, 25, 38, 39, 47, 58, 63, 78, 95, 100, 106, 113, 114, 116, 117, 118, 119, 121, 125, 145, 147, 162, 163, 201, 214, 216, 217, 219, 232, 247, 250, 251, 258, 284, 309, 314

Carbono 13, 37, 38, 39, 44, 48, 50, 51, 106, 107, 108, 110, 113, 114, 117, 118, 119, 121, 286, 289

Cimento 11, 14, 16, 17, 20, 21, 24, 28, 63, 79, 82, 93, 95, 96, 97, 98, 103, 104, 105, 120, 121, 122, 123, 124, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 134, 271, 273, 275, 276, 280, 281, 282, 284, 286, 287, 288, 289, 291, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 304, 305, 306, 307, 315

Cisalhamento 12, 13, 37, 38, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 107, 108, 119, 259, 261

Concreto 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 30, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 59, 62, 66, 72, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 112, 114, 117, 118, 119, 124, 130, 132, 133, 134, 144, 145, 146, 147, 150, 159, 160, 162, 172, 183, 184, 189, 190, 191, 196, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 259, 271, 272, 273, 274, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 284, 285, 287, 288, 289, 291, 292, 293, 294, 296, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 309, 311

Construção 1, 2, 6, 9, 11, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 32, 35, 38, 39, 51, 53, 62, 78, 94, 95, 96, 104, 121, 146, 160, 162, 166, 172, 183, 187, 196, 201, 236, 237, 240, 241, 244, 245, 246,

248, 249, 251, 252, 253, 255, 260, 261, 264, 265, 269, 270, 271, 272, 281, 284, 285, 286, 291, 307, 308, 310, 314, 315, 318, 326

Custos 94, 96, 103, 104, 105, 146, 162, 166, 176, 215, 251, 288

D

Deformação 4, 5, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 19, 20, 21, 24, 25, 30, 39, 40, 41, 43, 44, 48, 49, 50, 64, 65, 66, 68, 69, 70, 71, 72, 77, 84, 87, 106, 115, 116, 117, 118, 149, 165, 167, 239, 260

Discentes 317, 318, 319, 320, 324, 325, 327

Durabilidade 17, 22, 24, 77, 78, 79, 91, 96, 99, 120, 121, 133, 183, 184, 238, 239, 251, 270, 272, 273, 276, 307

E

Efeito construtivo 23

Egressos 317, 318, 319, 320, 322, 323, 324, 325, 326, 327

Elástica 10, 14, 15, 43, 156

Elementos finitos 23, 27, 37, 39, 50, 144

Engenharia civil 1, 9, 22, 23, 36, 37, 51, 52, 94, 106, 118, 119, 120, 133, 134, 160, 161, 181, 182, 235, 236, 237, 240, 245, 246, 271, 281, 309, 315, 317, 318, 320, 323, 324, 325, 326, 327, 328

Enrijecido 145

Ensino 269, 317, 318, 320, 321, 325, 328

Escória 96, 239, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280

Estabilidade 98, 145, 147, 149, 150, 155, 159, 160, 161, 163, 165, 167, 171, 172, 238, 260, 261, 314

Estabilização 145, 150, 151, 282, 309, 314, 315, 316

Estribo 52, 54, 60, 68

Estrutura 11, 12, 14, 18, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 30, 34, 35, 38, 39, 43, 86, 87, 133, 144, 145, 146, 147, 148, 150, 161, 162, 163, 164, 165, 168, 171, 172, 177, 183, 184, 195, 196, 213, 224, 237, 238, 239, 240, 244, 245, 248, 251, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 266, 269, 274, 282, 288, 291, 318, 319, 322, 323, 324, 327, 328

F

Fabricação 2, 98, 146, 147, 149, 166, 235, 237, 240, 243, 244, 245, 249, 261, 273, 286, 298, 299, 329

Fibras 37, 39, 45, 47, 48, 49, 50, 51, 106, 107, 108, 110, 113, 118, 119

Fissuras 12, 13, 20, 24, 25, 26, 38, 49, 55, 56, 58, 59, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 77, 78, 79, 80, 83, 84, 87, 88, 89, 90, 91, 111, 112, 145, 163, 192, 193, 194, 303, 304

Flexão 50, 54, 55, 57, 66, 77, 79, 80, 81, 82, 84, 87, 88, 89, 91, 92, 106, 108, 109, 111, 112,

113, 115, 118, 119, 156, 164, 258, 259

Fluência 10, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 25, 27, 77, 134

Fluxo 123, 175, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 206, 223, 254, 258

Fundeio 214, 216, 221, 225, 228, 229, 230, 232, 233

H

Hidrômetro 173, 174, 175, 176, 177, 178, 180, 181

L

Lenta 10, 11, 12, 13, 14, 15, 20, 21

Ligação 5, 7, 8, 107, 158, 159, 161, 163, 170, 171, 261

Lodo 309, 310, 311, 314, 315, 316

M

Manutenção 4, 94, 131, 174, 182, 183, 195, 196, 198, 251, 255, 287

Mercado de trabalho 317, 318, 319, 320, 322, 324, 325, 326, 327, 328

Metacaulim 94, 96, 97, 98, 104, 105, 120, 121, 124, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 245

Metálica 161, 162, 194, 195

P

Pasta cimentícia 79, 120, 126, 128

Patologia 3, 4, 5, 6, 7, 8, 13, 22, 51, 182

Patológica 20, 21

Perda de carga 173, 177, 179, 180

Pico 83, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 107, 197, 198, 200, 201, 202, 203, 208

Pontes 95, 182, 183, 184, 187, 196

Pórtico 145, 147, 149, 150, 151, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 161, 162, 163, 164, 165, 167, 168, 169, 170, 171, 261

Portos 214, 216, 219, 220, 221, 231, 232, 233, 310

Projeto 1, 2, 3, 4, 9, 22, 24, 25, 26, 27, 35, 38, 39, 52, 58, 60, 76, 91, 92, 104, 118, 146, 147, 160, 161, 163, 166, 167, 168, 172, 180, 182, 187, 196, 199, 200, 201, 202, 212, 215, 216, 217, 218, 220, 224, 231, 232, 237, 244, 245, 247, 248, 249, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 260, 263, 264, 266, 268, 269, 310, 315, 327

Propriedades mecânicas 120, 167, 272, 273, 276, 278, 280

Q

Qualidade 1, 2, 3, 9, 17, 35, 91, 96, 98, 100, 146, 162, 167, 175, 180, 198, 235, 238, 240, 243, 244, 245, 247, 250, 251, 252, 255, 256, 291, 317, 318, 320, 321, 322, 327, 328

R

Redução 13, 25, 38, 52, 79, 91, 94, 97, 98, 115, 116, 121, 131, 146, 147, 149, 150, 158, 159, 166, 174, 215, 237, 255, 261, 271, 279, 280, 284, 285, 288, 292, 310

Reforço 37, 38, 39, 45, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 72, 106, 107, 108, 109, 110, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 166, 183, 196

S

Sinal 22, 197, 198, 203, 204, 205, 207, 210, 211, 212

Sustentabilidade 79, 121, 236, 247, 248, 250, 251, 253, 269, 270, 272, 282, 284, 285

T

Transito 211, 212

V

Veículos 38, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 205, 206, 208, 209, 210, 211

Viadutos 182, 183, 184, 187, 191, 195, 196

Vigas 12, 13, 22, 25, 26, 27, 28, 31, 32, 35, 36, 37, 38, 39, 44, 45, 47, 48, 50, 51, 52, 53, 54, 57, 58, 59, 60, 62, 63, 64, 65, 66, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 83, 85, 88, 91, 92, 106, 107, 108, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 152, 156, 159, 164, 188, 189, 190, 238, 260, 261, 291

FORÇA, CRESCIMENTO E QUALIDADE DA ENGENHARIA CIVIL NO BRASIL 2



www.atenaeditora.com.br 

contato@atenaeditora.com.br 

[@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora) 

www.facebook.com/atenaeditora.com.br 

 **Atena**
Editora

Ano 2021

FORÇA, CRESCIMENTO E QUALIDADE DA ENGENHARIA CIVIL NO BRASIL 2



www.atenaeditora.com.br 

contato@atenaeditora.com.br 

[@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora) 

www.facebook.com/atenaeditora.com.br 

Atena
Editora

Ano 2021