



Franciele Braga Machado Tullio
Lucio Mauro Braga Machado
(Organizadores)

A Aplicação do Conhecimento Científico na Engenharia Civil

2

Atena
Editora

Ano 2020



Franciele Braga Machado Tullio
Lucio Mauro Braga Machado
(Organizadores)

A Aplicação do Conhecimento Científico na Engenharia Civil

2

Atena
Editora
Ano 2020

2020 by Atena Editora

Copyright © Atena Editora

Copyright do Texto © 2020 Os autores

Copyright da Edição © 2020 Atena Editora

Editora Chefe: Profª Drª Antonella Carvalho de Oliveira

Diagramação: Camila Alves de Cremo

Edição de Arte: Lorena Prestes

Revisão: Os Autores



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

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

Conselho Editorial

Ciências Humanas e Sociais Aplicadas

Profª Drª Adriana Demite Stephani – Universidade Federal do Tocantins

Prof. Dr. Álvaro Augusto de Borba Barreto – Universidade Federal de Pelotas

Prof. Dr. Alexandre Jose Schumacher – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso

Profª Drª Angeli Rose do Nascimento – Universidade Federal do Estado do Rio de Janeiro

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

Profª Drª Cristina Gaio – Universidade de Lisboa

Profª Drª Denise Rocha – Universidade Federal do Ceará

Prof. Dr. Deyvison de Lima Oliveira – Universidade Federal de Rondônia

Prof. Dr. Edvaldo Antunes de Farias – Universidade Estácio de Sá

Prof. Dr. Eloi Martins Senhora – Universidade Federal de Roraima

Prof. Dr. Fabiano Tadeu Grazioli – Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões

Prof. Dr. Gilmei Fleck – Universidade Estadual do Oeste do Paraná

Prof. Dr. Gustavo Henrique Cepolini Ferreira – Universidade Estadual de Montes Claros

Profª Drª Ivone Goulart Lopes – Istituto Internazionele delle Figlie de Maria Ausiliatrice

Prof. Dr. Julio Candido de Meirelles Junior – Universidade Federal Fluminense

Profª Drª Keyla Christina Almeida Portela – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso

Profª Drª Lina Maria Gonçalves – Universidade Federal do Tocantins

Prof. Dr. Luis Ricardo Fernandes da Costa – Universidade Estadual de Montes Claros

Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte

Prof. Dr. Marcelo Pereira da Silva – Universidade Federal do Maranhão

Profª Drª Miranilde Oliveira Neves – Instituto de Educação, Ciência e Tecnologia do Pará

Profª Drª Paola Andressa Scortegagna – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Profª Drª Rita de Cássia da Silva Oliveira – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Profª Drª Sandra Regina Gardacho Pietrobon – Universidade Estadual do Centro-Oeste

Profª Drª Sheila Marta Carregosa Rocha – Universidade do Estado da Bahia

Prof. Dr. Rui Maia Diamantino – Universidade Salvador

Prof. Dr. Urandi João Rodrigues Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará

Profª Drª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande

Prof. Dr. William Cleber Domingues Silva – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Willian Douglas Guilherme – Universidade Federal do Tocantins

Ciências Agrárias e Multidisciplinar

Prof. Dr. Alexandre Igor Azevedo Pereira – Instituto Federal Goiano
Prof. Dr. Antonio Pasqualetto – Pontifícia Universidade Católica de Goiás
Prof. Dr. Cleberton Correia Santos – Universidade Federal da Grande Dourados
Profª Drª Daiane Garabeli Trojan – Universidade Norte do Paraná
Profª Drª Diocléa Almeida Seabra Silva – Universidade Federal Rural da Amazônia
Prof. Dr. Écio Souza Diniz – Universidade Federal de Viçosa
Prof. Dr. Fábio Steiner – Universidade Estadual de Mato Grosso do Sul
Prof. Dr. Fágner Cavalcante Patrocínio dos Santos – Universidade Federal do Ceará
Profª Drª Girlene Santos de Souza – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Prof. Dr. Júlio César Ribeiro – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Profª Drª Lina Raquel Santos Araújo – Universidade Estadual do Ceará
Prof. Dr. Pedro Manuel Villa – Universidade Federal de Viçosa
Profª Drª Raissa Rachel Salustriano da Silva Matos – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Ronilson Freitas de Souza – Universidade do Estado do Pará
Profª Drª Talita de Santos Matos – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Tiago da Silva Teófilo – Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Prof. Dr. Valdemar Antonio Paffaro Junior – Universidade Federal de Alfenas

Ciências Biológicas e da Saúde

Prof. Dr. André Ribeiro da Silva – Universidade de Brasília
Profª Drª Anelise Levay Murari – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Benedito Rodrigues da Silva Neto – Universidade Federal de Goiás
Prof. Dr. Edson da Silva – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
Profª Drª Eleuza Rodrigues Machado – Faculdade Anhanguera de Brasília
Profª Drª Elane Schwinden Prudêncio – Universidade Federal de Santa Catarina
Profª Drª Eysler Gonçalves Maia Brasil – Universidade da Integração Internacional da Lusofonia Afro-Brasileira
Prof. Dr. Ferlando Lima Santos – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Prof. Dr. Fernando José Guedes da Silva Júnior – Universidade Federal do Piauí
Profª Drª Gabriela Vieira do Amaral – Universidade de Vassouras
Prof. Dr. Gianfábio Pimentel Franco – Universidade Federal de Santa Maria
Profª Drª Iara Lúcia Tescarollo – Universidade São Francisco
Prof. Dr. Igor Luiz Vieira de Lima Santos – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. José Max Barbosa de Oliveira Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Prof. Dr. Luís Paulo Souza e Souza – Universidade Federal do Amazonas
Profª Drª Magnólia de Araújo Campos – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. Marcus Fernando da Silva Praxedes – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Profª Drª Mylena Andréa Oliveira Torres – Universidade Ceuma
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federaci do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Paulo Inada – Universidade Estadual de Maringá
Profª Drª Renata Mendes de Freitas – Universidade Federal de Juiz de Fora
Profª Drª Vanessa Lima Gonçalves – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande

Ciências Exatas e da Terra e Engenharias

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

Prof. Dr. Alexandre Leite dos Santos Silva – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Carlos Eduardo Sanches de Andrade – Universidade Federal de Goiás
Prof^a Dr^a Carmen Lúcia Voigt – Universidade Norte do Paraná
Prof. Dr. Eloi Rufato Junior – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará
Prof. Dr. Juliano Carlo Rufino de Freitas – Universidade Federal de Campina Grande
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^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. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista

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. Me. Adalto Moreira Braz – Universidade Federal de Goiás
Prof. Dr. Adaylson Wagner Sousa de Vasconcelos – Ordem dos Advogados do Brasil/Seccional Paraíba
Prof. Me. André Flávio Gonçalves Silva – Universidade Federal do Maranhão
Prof^a Dr^a Andreza Lopes – Instituto de Pesquisa e Desenvolvimento Acadêmico
Prof^a Dr^a Andrezza Miguel da Silva – Universidade Estadual do Sudoeste da Bahia
Prof. Dr. Antonio Hot Pereira de Faria – Polícia Militar de Minas Gerais
Prof^a Ma. Bianca Camargo Martins – UniCesumar
Prof^a Ma. Carolina Shimomura Nanya – Universidade Federal de São Carlos
Prof. Me. Carlos Antônio dos Santos – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Ma. Cláudia de Araújo Marques – Faculdade de Música do Espírito Santo
Prof^a Dr^a Cláudia Taís Siqueira Cagliari – Centro Universitário Dinâmica das Cataratas
Prof. Me. Daniel da Silva Miranda – Universidade Federal do Pará
Prof^a Ma. Daniela da Silva Rodrigues – Universidade de Brasília
Prof^a Ma. Dayane de Melo Barros – Universidade Federal de Pernambuco
Prof. Me. Douglas Santos Mezacas – Universidade Estadual de Goiás
Prof. Dr. Edwaldo Costa – Marinha do Brasil
Prof. Me. Eduardo Gomes de Oliveira – Faculdades Unificadas Doctum de Cataguases
Prof. Me. Eliel Constantino da Silva – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita
Prof. Me. Euvaldo de Sousa Costa Junior – Prefeitura Municipal de São João do Piauí
Prof^a Ma. Fabiana Coelho Couto Rocha Corrêa – Centro Universitário Estácio Juiz de Fora
Prof. Dr. Fabiano Lemos Pereira – Prefeitura Municipal de Macaé
Prof. Me. Felipe da Costa Negrão – Universidade Federal do Amazonas
Prof^a Dr^a Germana Ponce de Leon Ramírez – Centro Universitário Adventista de São Paulo
Prof. Me. Gevair Campos – Instituto Mineiro de Agropecuária
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
Prof^a Ma. Jaqueline Oliveira Rezende – Universidade Federal de Uberlândia
Prof. Me. Javier Antonio Albornoz – University of Miami and Miami Dade College
Prof^a Ma. Jéssica Verger Nardeli – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho
Prof. Me. Jhonatan da Silva Lima – Universidade Federal do Pará
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 Ma. Juliana Thaisa Rodrigues Pacheco – Universidade Estadual de Ponta Grossa
 Profª Drª Kamilly Souza do Vale – Núcleo de Pesquisas Fenomenológicas/UFPA
 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
 Profª Ma. Lilian Coelho de Freitas – Instituto Federal do Pará
 Profª Ma. Liliani Aparecida Sereno Fontes de Medeiros – Consórcio CEDERJ
 Profª Drª Lívia do Carmo Silva – Universidade Federal de Goiás
 Prof. Me. Lucio Marques Vieira Souza – Secretaria de Estado da Educação, do Esporte e da Cultura de Sergipe
 Prof. Me. Luis Henrique Almeida Castro – Universidade Federal da Grande Dourados
 Prof. Dr. Luan Vinicius Bernardelli – Universidade Estadual do Paraná
 Prof. Dr. Michel da Costa – Universidade Metropolitana de Santos
 Prof. Dr. Marcelo Máximo Purificação – Fundação Integrada Municipal de Ensino Superior
 Prof. Me. Marcos Aurelio Alves e Silva – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo
 Profª Ma. Marileila Marques Toledo – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
 Prof. Me. Ricardo Sérgio da Silva – Universidade Federal de Pernambuco
 Prof. Me. Rafael Henrique Silva – Hospital Universitário da Universidade Federal da Grande Dourados
 Profª Ma. Renata Luciane Polsaque Young Blood – UniSecal
 Profª Ma. Solange Aparecida de Souza Monteiro – Instituto Federal de São Paulo
 Prof. Me. Tallys Newton Fernandes de Matos – Faculdade Regional Jaguaribana
 Prof. Dr. Welleson Feitosa Gazel – Universidade Paulista

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) (eDOC BRASIL, Belo Horizonte/MG)	
A642	<p>A aplicação do conhecimento científico na engenharia civil 2 [recurso eletrônico] / Organizadores Franciele Braga Machado Tullio, Lucio Mauro Braga Machado. – Ponta Grossa, PR: Atena, 2020.</p> <p>Formato: PDF Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader. Modo de acesso: World Wide Web. Inclui bibliografia ISBN 978-65-5706-170-1 DOI 10.22533/at.ed.701200907</p> <p>1. Engenharia civil – Pesquisa – Brasil. 2. Construção civil. I. Tullio, Franciele Braga Machado. II. Machado, Lucio Mauro Braga.</p> <p style="text-align: right;">CDD 338.4769</p>
Elaborado por Maurício Amormino Júnior – CRB6/2422	

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

APRESENTAÇÃO

A obra “Aplicação do Conhecimento Científico na Engenharia Civil 2” contempla vinte e três capítulos com pesquisas relacionadas a temas da engenharia civil.

O desenvolvimento de novos materiais e a utilização de novas tecnologias na sua composição permitem um grande avanço na área, gerando alternativas de execução e muitas vezes evitando patologias nas edificações.

O estudo sobre o comportamento de materiais utilizados na construção civil permite o aperfeiçoamento de sistemas construtivos já existentes e proporciona uma otimização na execução de projetos.

O livro aborda também artigos que avaliam desempenho de solos, seu comportamento junto a estruturas de edificações e obras de pavimentação.

Esperamos que esta obra proporcione uma leitura agradável e contribua para a geração de novas pesquisas na área da engenharia civil, contribuindo para o desenvolvimento tecnológico.

Franciele Braga Machado Tullio

Lucio Mauro Braga Machado

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
ADERÊNCIA DO CHAPISCO COM ADIÇÃO DE CAL	
André Miranda dos Santos Ângelo Just da Costa e Silva João Manoel de Freitas Mota	
DOI 10.22533/at.ed.7012009071	
CAPÍTULO 2	13
AVALIAÇÃO DA ABSORÇÃO CAPILAR EM ARGAMASSAS ESTABILIZADAS DE REVESTIMENTOS SUBSTITUINDO AGREGADOS NATURAIS POR AGREGADOS ARTIFICIAIS	
Valéria Costa de Oliveira Emílio Gabriel Freire dos Santos Leandro de Souza Carvalho Rafael Alves de Oliveira Fernanda dos Santos Gentil Ieda Maria Fagundes Zanolla	
DOI 10.22533/at.ed.7012009072	
CAPÍTULO 3	30
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO PIGMENTO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TRAÇÃO DE CONCRETOS DE ALTO DESEMPENHO	
Amanda Vieira Noletto Dalmo Gabriel da Silva Santana Beatriz Santos Neri Maria Carolina de Paula Estevam D'Oliveira Salmo Moreira Sidel	
DOI 10.22533/at.ed.7012009073	
CAPÍTULO 4	38
AVALIAÇÃO DO ATAQUE DE ÍONS CLORETO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, CONTENDO OU NÃO ADIÇÕES MINERAIS	
Rayssa Valéria da Silva Fuad Carlos Zarzar Júnior José Wertson Gonçalo Pereira Gênova Gabriela Oliveira de Paula Rocha Leonardo José Silva do Vale João Gabriel Souza dos Reis Igor Albuquerque da Rosa Teixeira Pedro Daltro Macedo de Alencar José Flávio Batista Vilela Carlos Fernando Gomes do Nascimento	
DOI 10.22533/at.ed.7012009074	
CAPÍTULO 5	51
AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DA ADIÇÃO DE METACAULIM NO CONCRETO FRENTE À PENETRAÇÃO DE ÍONS CLORETO	
Jefferson Thales Siqueira Gomes Emerson José da Silva	
DOI 10.22533/at.ed.7012009075	

CAPÍTULO 6	68
COMPÓSITOS CIMENTÍCIOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CELULOSE: UMA REVISÃO	
Marllon Victor Soares Cabral Humberto Mycael Mota Santos	
DOI 10.22533/at.ed.7012009076	
CAPÍTULO 7	81
EFEITO DA SÍLICA ATIVA EM SUSPENSÃO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO	
Albert Luiz Follmann Bruno Teles Cordeiro Fernando Pelisser Artur Spat Ruviano	
DOI 10.22533/at.ed.7012009077	
CAPÍTULO 8	95
ESTUDO DAS PROPRIEDADES DE UM CONCRETO COM 20MPA NO ESTADO FRESCO, MISTURADO À MÃO E NA BETONEIRA, COM E SEM A SUBSTITUIÇÃO DA AREIA NATURAL POR AREIA BRITADA	
Gabriel Rigaud Figueirôa Lyra Anderson José Silva André Vinícius Melo Couto André William Barbosa Brito Sócrates Ildfonso Farias da Silva Simone Perruci Galvão	
DOI 10.22533/at.ed.7012009078	
CAPÍTULO 9	105
INFLUÊNCIA DO PROCEDIMENTO DE MISTURA DOS ADITIVOS NAS PROPRIEDADES DAS ARGAMASSAS ESTABILIZADAS	
Juliana Pippi Antoniazzi Luciano Vargas Vaz Gihad Mohamad Raquel Petry Brondani Schmidt Bernardete Trindade	
DOI 10.22533/at.ed.7012009079	
CAPÍTULO 10	114
VIABILIDADE TÉCNICA DO USO DE DETERGENTE DOMÉSTICO COMO ADITIVO PLASTIFICANTE EM ARGAMASSA CIMENTÍCEA	
Jessica Maria de Oliveira Galeno Ataídes Oliveira Galvão Junior Marcos Vinícios Aguiar Mohana Mylena Veras Cavalcante	
DOI 10.22533/at.ed.70120090710	
CAPÍTULO 11	128
AVALIAÇÃO DO ATRITO DE INTERFACE ENTRE BLOCOS DE EPS E DIFERENTE SOLOS E GEOSSINTÉTICOS ATRAVÉS DO CISALHAMENTO DIRETO	
Arthur Ivo Zuquim	
DOI 10.22533/at.ed.70120090711	

CAPÍTULO 12	143
CONTRIBUIÇÃO DA RIGIDEZ TORSIONAL DE VIGAS NO CÁLCULO DE MOMENTOS FLETORES EM LAJES MACIÇAS DE CONCRETO ARMADO	
Jonas Pereira Falcão Francisco dos Santos Rocha	
DOI 10.22533/at.ed.70120090712	
CAPÍTULO 13	159
DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ EXPERIMENTAL DE VIGOTA TRELIÇADA OBJETIVANDO O DIMENSIONAMENTO DE ESCORAS DE LAJES	
Rebeca Alexandra de Moraes Candido Tiago Duarte de Lima Adão Marques Batista	
DOI 10.22533/at.ed.70120090713	
CAPÍTULO 14	170
EFEITOS DA TEMPERATURA NAS DEFORMAÇÕES POR FLUÊNCIA DO CONCRETO	
Edmilson Lira Madureira Brenda Vieira Costa Fontes Juliana Caroline Neves de Araújo	
DOI 10.22533/at.ed.70120090714	
CAPÍTULO 15	186
ESTABILIDADE ELÁSTICA EM PILARES METÁLICOS SUBMETIDOS À ATUAÇÃO CONJUNTA DO CARREGAMENTO VERTICAL E DO VENTO	
Wesley Imperiano Gomes de Melo Normando Perazzo Barbosa	
DOI 10.22533/at.ed.70120090715	
CAPÍTULO 16	205
INFLUÊNCIA DO GRAUTE NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS CERÂMICOS	
Rafael Azevedo Lino Orieta Soto Izquierdo Indara Soto Izquierdo Márcio Roberto Silva Corrêa	
DOI 10.22533/at.ed.70120090716	
CAPÍTULO 17	222
INSPEÇÃO PRELIMINAR E MONITORAMENTO DE EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO EM BRASÍLIA	
Matheus Nunes Reis Jorge Antonio da Cunha Oliveira Jocinez Nogueira Lima	
DOI 10.22533/at.ed.70120090717	
CAPÍTULO 18	237
O CÁLCULO CORRETO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO	
Antonio Oscar Cavalcanti da Fonte Felipe Luna Freire da Fonte Ennes do Rio Abreu	
DOI 10.22533/at.ed.70120090718	

CAPÍTULO 19	251
REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM PRF: UM ESTUDO DE CASO	
Elisson Bilheiro Ferreira Filho	
Ruan Richelly Santos	
Letícia Ikeda Castrillon Fernandez	
Diôgo Silva de Oliveira	
DOI 10.22533/at.ed.70120090719	
CAPÍTULO 20	270
CAPACIDADE DE ANCORAGEM DE CONECTORES COM CABEÇA EM CONEXÕES VIGA-PILAR DE CONCRETO ARMADO	
Nataniel Wontoon Barbosa Lima	
Ana Paula Bona Barros Medeiros	
Guilherme Oití Berbert-Born	
João Gabriel Pacheco Monteiro	
Marcos Honorato de Oliveira	
Maurício Ferreira de Pina	
DOI 10.22533/at.ed.70120090720	
CAPÍTULO 21	285
ESTUDO DA DOSAGEM DE CONCRETO AUTOADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS ADOTANDO O MÉTODO DO EMPACOTAMENTO COMPRESSÍVEL (MEC)	
Matheus Galvão Cardoso	
Rodrigo de Melo Lameiras	
DOI 10.22533/at.ed.70120090721	
CAPÍTULO 22	301
IDENTIFICAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM FACHADAS DE EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS	
Tauhana Eineck	
Diogo Rodrigues	
Patrícia Dalla Lana Michel	
DOI 10.22533/at.ed.70120090722	
CAPÍTULO 23	305
UMA ABORDAGEM SOBRE A CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS LATERÍTICOS APLICADOS À PAVIMENTAÇÃO	
Lettycia Pinheiro da Silva	
Lázaro Fernandes Pereira	
Beatriz Almeida Nascimento	
Lívia Ramos Lima	
Roseli Oliveira Guedes Martins	
DOI 10.22533/at.ed.70120090723	
SOBRE OS ORGANIZADORES	307
ÍNDICE REMISSIVO	308

ADERÊNCIA DO CHAPISCO COM ADIÇÃO DE CAL

Data de aceite: 01/06/2020

André Miranda dos Santos

Mestre, Departamento de Infraestrutura e Construção Civil, Instituto Federal Pernambuco;

Ângelo Just da Costa e Silva

Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco (UPE)

João Manoel de Freitas Mota

Professor Doutor, Departamento de Infraestrutura e Construção Civil, Instituto Federal de Pernambuco.

RESUMO: Tratando-se das tecnologias relacionadas aos revestimentos argamassados, ressalta-se a importância de preparo da base, fundamentalmente o chapisco em sistemas de fachadas, pois além da importância na resistência ao cisalhamento (macroancoragem) devido proporcionar elevada rugosidade, também uniformiza sua absorção. A aderência, por sua vez, está relacionada basicamente a técnica executiva empregada e a teores de cimento nos traços, haja vista penetração da água coloidal nos poros da base, propiciando microancoragem (travamento mecânico de cristais de sulfoaluminato de cálcio hidratado ou etringita e silicato de cálcio hidratado, conforme princípio dos poros ativos). Entretanto,

observam-se no chapisco tradicional limitações em condições, a saber: (i) capacidade de aderência do substrato devido sistema de poros inadequado e, ou, substratos com baixa capacidade de sucção; (ii) revestimento em serviço na forma austera (externo e teto). Portanto, o presente trabalho busca analisar a influência da adição de cal hidratada no chapisco visando aumentar a resistência de aderência à tração. Foram especificados três teores de adição de cal hidratada (CH-I) em relação ao cimento, sendo o traço de referência 1:3:0,8 (cimento, areia e relação água/cimento) - Família 1, e demais Famílias com 5%, 10% e 15%. Os resultados mostraram incremento mecânico nas Famílias com adição de cal quando comparadas com a família de referência.

PALAVRA-CHAVE: chapisco, cal hidratada, aderência.

ABSTRACT: Regarding the technologies related to the mortar coatings, it is emphasized the importance of preparing the base, fundamentally the roughcast in systems of facades, because in addition to the importance in shear strength (macro-ancoragem) due To provide high roughness, it also standardizes its absorption. Adherence, in turn, is basically

related to the executive technique employed and the contents of cement in the traits, there is a view of the colloidal water penetration in the pores of the base, providing micro-ancoragem (mechanical locking of sulfoaluminate crystals of hydrated calcium or etringite and hydrated calcium silicate, according to the principle of active pores). However, it is observed in traditional roughcast limitations under conditions, namely: (i) adhesion capacity of the substrate due to inadequate pore system and, or, substrates with low suction capacity; (ii) in-service coating in austere form (external and ceiling). Therefore, the present work seeks to analyze the influence of the addition of hydrated lime in the roughcast aiming to increase the resistance of adhesion to traction. Three levels of hydrated lime (CH-I) were specified in relation to the cement, with the reference trait 1:3:0,8 (cement, sand and water/cement ratio) - Family 1, and other Families with 5%, 10% and 15%. The results showed a mechanical increment in the families with lime addition when compared with the reference family.

KEYWORDS: roughcast (Fluid Mortar), hydrated lime, adhesion.

1 | INTRODUÇÃO

O preparo do substrato é uma etapa relevante do sistema de revestimento com argamassa, onde diversas pesquisas são desenvolvidas buscando obter satisfatória resistência de aderência (COSTA, SILVA, 2001; MOTA, 2006). Muitos construtores em todo o Brasil não têm executado chapisco para tratar as bases que receberão revestimentos quando em paredes internas. Estes revestimentos aplicados sem chapisco sobre blocos cerâmicos, muitas vezes, apresentam baixas resistências de aderência, com valores bem aquém do prescrito em norma. Uma das razões do não emprego do chapisco é seu custo direto, além do grande desperdício devido ao rebote do material ao ser lançado.

Em relação à importância da sucção de água, Silva (2004) destaca que a relação água/aglomerante é fator por demais relevante no desempenho da aderência do chapisco. Esta relação deve ser vista como um requisito de controle tecnológico da argamassa e de todos os materiais cuja matriz é cimentícia, uma vez que quanto maior a porosidade, maior é a percolação e a movimentação de agentes deletérios, mitigando, por conseguinte, a durabilidade. Nessa premissa, a quantidade de água de amassamento adequada/controlada (baixa), favorece a redução da porosidade na interface (MOTA et al., 2011).

Há também alguns pesquisadores que vêm buscando alternativas de preparo da base para propiciar uma melhor ancoragem mecânica do revestimento argamassado, seja pelo método tradicional (aplicação de chapisco) ou pelo transporte do elemento cálcio para os poros da base (através da pulverização de solução de cal), ou ainda pelo simples umedecimento, visando garantir uma menor operacionalidade e conseqüentemente menores custos.

Para o uso da solução de cal, Voss (1933) observou a partir da análise petrográfica e cristalográfica, que na interface entre argamassa e blocos cerâmicos se encontra

uma camada de cálcio denominada de “camada de aderência” (microancoragem com predominância de etringita). Também Chase (1985) mostrou que o povoamento de cálcio em base cerâmica forma uma estrutura cristalina mais densa nas interfaces das argamassas/substratos cerâmicos, justificando assim, uma maior resistência de aderência mecânica.

Scartezini e Carasek (2003) verificaram o efeito benéfico da solução de cal aplicada sobre superfícies (tijolos cerâmicos e blocos de concreto) em relação à aderência de revestimentos de argamassas, em comparação com amostras aplicadas sem preparo, apenas umedecidas, e simplesmente chapiscadas. Outro pesquisador que realizou estudo semelhante foi Angelim (2005), onde concluiu que o revestimento aplicado sobre solução de cal apresentou resistência de aderência à tração superior ao aplicado sobre chapisco, entretanto o mesmo não foi verificado com argamassas industrializadas.

Carasek (1996) relata que em bases porosas a resistência de aderência é inversa ao teor de umidade e diretamente proporcional ao teor de cimento. Todavia, o sistema de poros é responsável direto da sucção capilar, tendo como vetor importante para análise, a umidade do substrato (avidez de sucção). Então, o contexto do processo de aderência mecânica é definido pelos raios médios e variáveis dos capilares da argamassa, que devem ser superiores aos da base.

Apolônio et al. (2015) e Mota (2015) identificaram que a relação a/c é inversamente proporcional a resistência de aderência à tração, bem como adição de pozolana eleva esta propriedade e promove a forma de ruptura adequada (no bloco).

Não obstante, para revestimentos de argamassa, a aderência aos substratos depende de fatores relacionados às características físicas, mecânicas e composição das argamassas e substratos, detalhes relacionados à aplicação, condições ambientais, dentre outros (RUDIT, 2009).

No sistema de revestimento, a adesão inicial da argamassa com o substrato é diretamente influenciada pelas propriedades reológicas da argamassa, tendo em vista que o lançamento ocorre ainda no estado fresco. Essas propriedades reológicas influenciam na tensão superficial criada na superfície do substrato no momento do contato, tensão esta que resultará nas forças de adesão que devem ser fortes e estáveis o suficiente para assegurar que essa interface formada não seja o elo fraco da união dos materiais (PAES, 2004; ZENELATO, 2015).

Em termos de aderência propriamente dita, que ocorre entre a argamassa de revestimento e o substrato, trata-se de um processo mecânico. Esse processo ocorre, essencialmente, pela transferência de água no estado coloidal da argamassa para o substrato, o que possibilita a entrada da pasta cimentícia nos poros da alvenaria, precipitando hidróxidos e silicatos – promovem a ancoragem mecânica (CARASEK, 1996, RUDIT, 2009).

Outro fator que impacta na aderência é a porosidade do substrato. Em substratos de

alta absorção há insuficiência de água para a completa hidratação do cimento próximo a área de interface entre o substrato e a argamassa (incluindo o chapisco) o que torna uma zona com fragilidade (aproximadamente 20 micrometros). Por outro lado, um substrato com baixa absorção promove um acúmulo de água na zona de interface, fazendo com que se forme uma zona de maior porosidade (devido efeito parede que conduz a elevada relação a/c) e, conseqüentemente, mais frágil (CARASEK, 1996, RUDIT, 2009).

Todavia, além da microancoragem que governa na aderência, a importante macroancoragem é evidenciada pela rugosidade e geometria das superfícies, donde contribui significativamente à baila. Nessas premissas, na microestrutura, os produtos da hidratação do cimento responsáveis pela ligação entre substrato e argamassa são os cristais de etringita e C-S-H (POLITO et al., 2009).

Embora a aderência seja necessária em todas as camadas do sistema de revestimento de argamassa, o chapisco é a única que tem a aderência como função principal seja pela ancoragem da camada posterior, seja pela regulagem da porosidade da base do revestimento (RUDUIT, 2009).

A norma brasileira NBR 13529:2013, defini a camada de chapisco como uma camada de preparo da base, aplicada de forma contínua ou descontínua, com a finalidade de uniformizar a superfície quanto à absorção e melhorar a aderência do revestimento.

Ao que tange espessura de camada e traço, Mibielli (1994) concluiu que as espessuras médias a serem utilizadas no chapisco podem variar entre 3 mm e 5 mm e a norma NBR 8214:1983 define que superfícies lisas, com baixa absorção ou absorção heterogênea de água devem ser preparadas previamente à execução da camada de regularização, mediante aplicação uniforme de chapisco no traço 1:3 ou 1:4 (cimento e areia) em volume, sendo a areia a ser utilizada no chapisco deve ter granulometria de média a grossa. Em geral, as argamassas de chapisco são compostas de cimento, areia e água, mas podem ter adição de polímeros, que terão a função de garantir a adesão inicial ao substrato (MOURA, 2007).

Segundo Baía e Sabbatini (2001), antes da execução do chapisco deve-se proceder a uma sequência que consiste na preparação da base, como a limpeza do substrato, eliminação das irregularidades superficiais, remoção das incrustações metálicas e posterior aplicação do chapisco. Para diferentes substratos são utilizados diferentes tipos de chapisco e para isso utilizam-se materiais e técnicas adequadas a fim de compatibilizar a base com o tipo de chapisco utilizado. Mais comumente são denominados quanto à forma de aplicação, existindo 3 tipos distintos: o chapisco lançado com a colher de pedreiro ou mais conhecido como chapisco convencional e produzido em obra; chapisco desempenado aplicado com a desempenadeira dentada, também conhecido como chapisco industrializado, adesivo ou colante; chapisco rolado aplicado com o rolo de espuma próprio para textura, a fim de propiciar uma textura mais rugosa ao chapisco (MÜLLER, 2010).

Importante material na aderência é a cal, pois proporciona melhor desempenho e durabilidade dos sistemas argamassados, a saber: no estado fresco da mistura - trabalhabilidade, capacidade de manusear o material em seu estado fresco, onde a dimensão e forma da partícula é a característica mais significativa; retenção de água; extensão de aderência; adesão inicial, e, no estado endurecido – maior resistência à abrasão superficial, compressão, tração; aumenta a capacidade de deformação e eleva a resistência de aderência à tração (MOTA, 2006).

O objetivo deste trabalho é analisar a influência da adição de cal hidratada no chapisco visando aumentar a resistência de aderência à tração, na interface base/chapisco.

2 | MATERIAIS E MÉTODO

2.1 Materiais

Utilizou-se o cimento Portland CP II Z-32, as suas características físicas e químicas estão apresentas no Quadro 1.

Determinação (CP II Z-32)			Resultados
Caracterização Física	Densidade Aparente (g/cm ³)		1,2 g/cm ³
	Massa Específica (g/cm ³)		2,99 g/cm ³
	Resistência à Compressão	28 dias (MPa)	32
Caracterização Química (%)	Composição potencial do Clínquer	C3S	20 – 70
		C2S	10 – 60
		C3A	1 – 15
		C4AF	5 – 15
	CaO / cal livre		0-2
	MgO / SO ₃		0-6

Quadro 1 – Características do cimento

Fonte: Fabricante (2019).

Foi adicionada no chapisco uma cal cálcica do tipo CH-I, conforme o Quadro 2.

Descrição	Resultados
Origem	Cretáceo
Mineral	Calcário
Ca(OH) ₂ (NBR 6473)	≥ 92,5 %
Ca(OH) ₂ d (NBR 6473)	≥ 90,0 %
Mg(OH) (NBR 6473)	≤ 5,0 %
SiO (NBR 6473)	≤ 1,3 %
Umidade (ASTM.C25)	≤ 2,0 %
Densidade Aparente (ASTM.C110)	0,55 – 0,65 g/cm ³

Quadro 2 – Características da cal hidratada

Fonte: Fabricante (2019).

Foi utilizado o agregado miúdo areia natural de natureza quartzosa. Esse material foi caracterizado conforme o Quadro 3 e Figura 1.

Descrição	Resultados
Massa unitária (NBR NM 45:2006)	1299,79 kg/m ³
Módulo de finura (NBR NM 248:2003)	2,28
Diâmetro máximo (NBR NM 248:2003)	2,36 mm
Material fino por lavagem – peneira 75 um (NBR NM 46:2003)	5,38%

Quadro 3 – Características do agregado miúdo

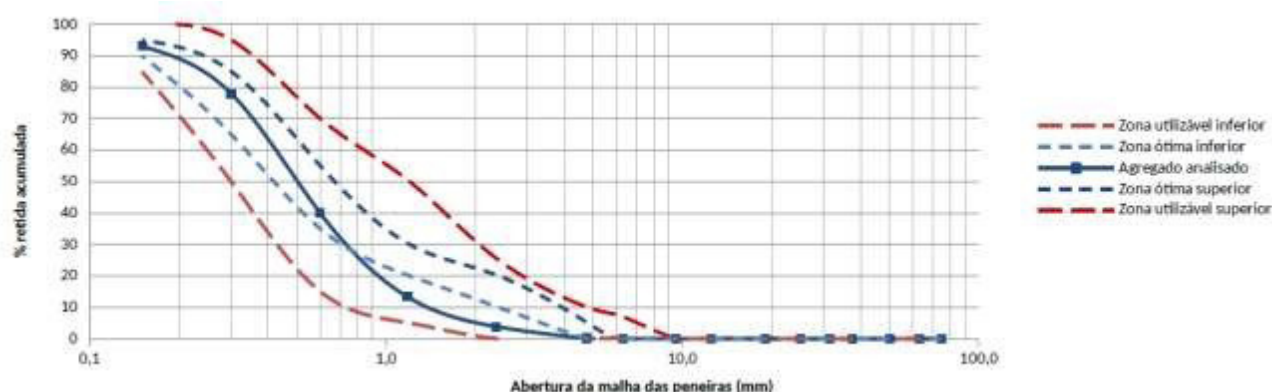


Figura 1 – Curva granulométrica dos agregados miúdos

Foram utilizados blocos cerâmicos vazados com funções de vedação, para elevação da alvenaria. Suas características estão apresentadas no Quadro 4.

Ensaio	Método	Resultados Médios
Dimensões: Espessura, comprimento e altura (cm)	NBR 8042	9x19x19
Resistência à compressão (MPa)	NBR 7184/6461	2,8
IRA – Initial Rate of Absorption (g/200cm ² /min.)	ASTM C-67	12,1
Absorção (%)	NBR 8947	14,6

Quadro 4 – Características dos blocos cerâmicos

A água utilizada foi proveniente da rede de abastecimento pública da cidade do Recife, Companhia Pernambucana de Saneamento S.A. (Compesa). Verificou-se que o pH da água no ato de sua utilização estava próximo de 6,5.

2.2 Método

O traço do chapisco em volume foi 1:3:0,8 (cimento, areia, relação água cimento), e, o traço para elevação das alvenarias em volume 1:1:6:1,5 (cimento, cal, areia e relação água cimento). As famílias estão representadas no Quadro 5. A quantidade de água de amassamento adveio da mínima necessária para uma trabalhabilidade identificada como adequada para espessura de 5 mm de chapisco. Sabe-se que, a reduzida relação água

cimento do chapisco mitiga a porosidade na interface entre pasta e substrato, bem como a cal eleva a extensão de aderência (CARASEK, 1996; MOTA, 2006; SILVA, 2004).

Famílias		Traço
Sigla	Descrição	
F1	Referência – 0% da cal	1:3:0,8
F2	5% da cal	1:3:0,8
F3	10% da cal	1:3:0,8
F4	15% da cal	1:3:0,8

Quadro 5 – Famílias dos chapiscos utilizadas

Em todos os casos, a preparação da base (chapisco) ocorreu 24 horas após a elevação das paredes. Foi efetuada cura borrifando água durante 3 dias seguidos após aplicação do chapisco. Todas as atividades foram realizadas pelo mesmo oficial pedreiro, com o intuito de evitar distinção dos efeitos das operações nos resultados dos ensaios (Figura 2). Foram realizados ensaios para determinação da resistência de aderência à tração (5 exemplares por família), aos 15 meses, por um profissional específico seguindo os procedimentos descritos na NBR 13528.



Figura 2 – Painéis com as Famílias de chapisco

Fonte: autores

Foi estabelecida a escolha dos pontos para os ensaios de forma a se evitar as juntas de assentamento das alvenarias, assegurando que os ensaios de arrancamento fossem efetuados exclusivamente sobre a base. Ademais, buscou-se evitar a aproximação entre os pontos para não haver um raio de fragilidade entre pontos. Os testes foram efetuados em corpos de prova circulares com 50 mm de diâmetro, sendo o aderímetro instalado sobre pastilhas metálicas coladas com adesivo epóxi de alta aderência.



Figura 3 – Corpo de prova (esquerda) e ensaio de arrancamento (direita)

Os resultados foram analisados diante de alguns parâmetros estatísticos. Nessas condições, após a coleta dos dados para o cálculo da tensão, a tabulação e análise ocorreram com o auxílio do *Microsoft Excel* 2013 e os testes estatísticos foram realizados com o *software* IBM SPSS *Statistics* 21®. Foi utilizado o teste de Mann-Whitney (U) que realiza comparação de dois grupos independentes, para verificar se pertencem ou não à mesma população.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados estão apresentados no Quadro 6, 7 e Figura 4. Analisando os coeficientes de variação, os dados mais homogêneos foram observados na Família 1, com a maior variação sendo identificada para a Família 4, contudo, variação até 35% é aceitável para este ensaio devido inúmeras operações (CINCOTTO, CARASEK E CASCUDO, 1995). Portanto, o uso da cal em diferentes proporções na água de amassamento do chapisco proporcionou ganhos de aderência, chegando a incrementar mais de 50%. Tal comportamento se alinha com estudos apresentados por outros pesquisadores (ANGELIM, 2005; SCARTEZINI, CARASEK, 2003), pois a presença da cal proporciona, além da elevação da extensão de aderência, maiores teores de cristais de etringita e de C-S-H (silicato de cálcio hidratado) disponíveis para o travamento mecânico da argamassa nos poros dos blocos.

Família 1 - Substrato cerâmico - Chapisco 0% de cal					Família 2 - Substrato cerâmico - Chapisco 5% de cal				
Nº	*Umidade (%)	Carga (kgf)	Área (cm²)	Tensão (MPa)	Nº	*Umidade (%)	Carga (kgf)	Área (cm²)	Tensão (MPa)
1	2,1	167,0	19,6	0,8505	1	2,5	151,0	19,6	0,77
2	2,1	171,0	19,6	0,8709	2	2,5	224,0	19,6	1,14
3	2,1	152,0	19,6	0,7741	3	2,5	146,0	19,6	0,74
4	2,1	143,0	19,6	0,7283	4	2,5	144,0	19,6	0,73
5	2,1	150,0	19,6	0,7639	5	2,5	166,0	19,6	0,85
Média				0,7976	Média				0,8464
Mediana				0,7741	Mediana				0,7690
Desvio-Padrão				0,0605	Desvio-Padrão				0,1703
Coeficiente de Variação				7,59%	Coeficiente de Variação				20,12%
Família 3 - Substrato cerâmico - Chapisco com 10% de cal					Família 4 - Substrato cerâmico - Chapisco 15% de cal				
Nº	*Umidade (%)	Carga (kgf)	Área (cm²)	Tensão (MPa)	Nº	*Umidade (%)	Carga (kgf)	Área (cm²)	Tensão (MPa)
1	1,8	176,0	19,6	0,90	1	2,1	193,0	19,6	0,98
2	1,8	156,0	19,6	0,79	2	2,1	292,0	19,6	1,49
3	1,8	215,0	19,6	1,09	3	2,1	186,0	19,6	0,95
4	1,8	182,0	19,6	0,93	4	2,1	291,0	19,6	1,48
5	1,8	152,0	19,6	0,77	5	2,1	220,0	19,6	1,12
Média				0,8974	Média				1,2040
Mediana				0,8964	Mediana				1,1204
Desvio-Padrão				0,1282	Desvio-Padrão				0,2642
Coeficiente de Variação				14,28%	Coeficiente de Variação				21,94%

Quadro 6 – Resultados de arrancamento dos corpos de prova

*Umidade do CP após arrancamento.

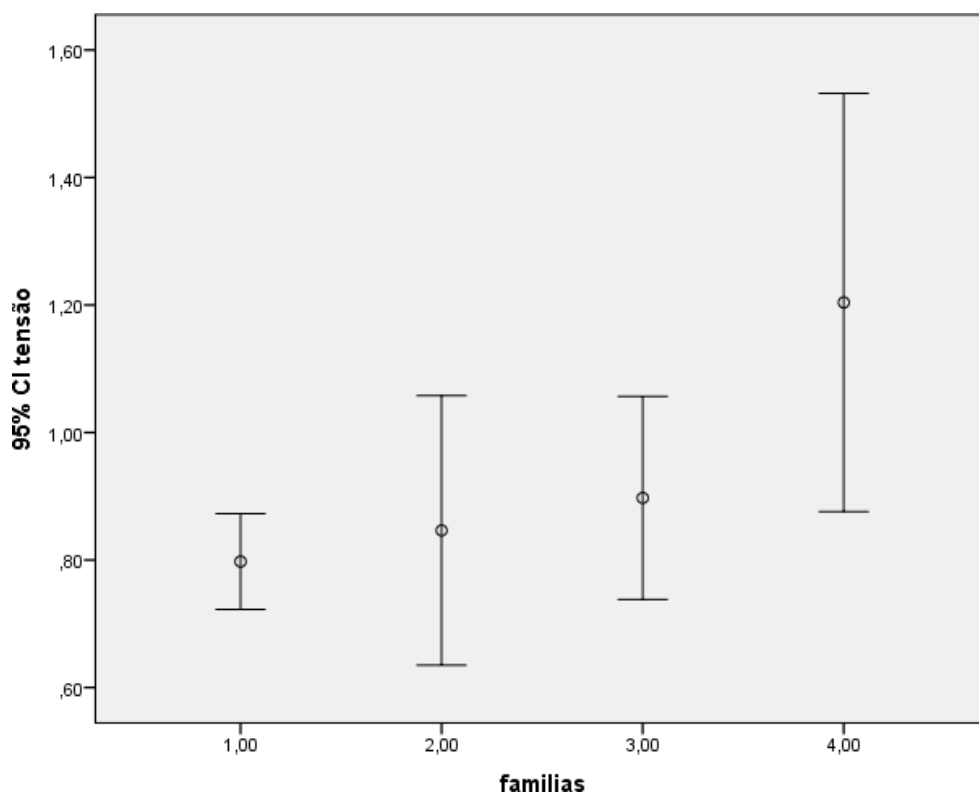


Figura 4 – Comparação da tensão de arrancamento do chapisco entre as Famílias

Realizou-se uma análise de variância (ANOVA) conforme Quadro 7, onde considerando o *p-value* apresentado pela realização do teste (significância de 5%) as Famílias 1, 2 e 3 apresentaram aderências estatisticamente não diferentes, sendo o maior ganho de incremento o chapisco com 15% de cal (Família 4), *p-value* $\leq 0,05$.

Famílias	Família 1	Família 2	Família 3	Família 4
Família 1	-			
Família 2	MW (U) = 12,00 Z = -0,104 <i>p-value</i> = 0,917	-		
Família 3	MW (U) = 4,500 Z = -1,676 <i>p-value</i> = 0,094	MW (U) = 7,000 Z = -1,149 <i>p-value</i> = 0,251	-	
Família 4	MW (U) = 0,000 Z = -2,611 <i>p-value</i> = 0,009	MW (U) = 3,00 Z = -1,984 <i>p-value</i> = 0,047	MW (U) = 2,00 Z = -2,193 <i>p-value</i> = 0,028	-

Quadro 7 – Nível de significância para tensão de arrancamento do chapisco
p-value ≤ 0.05 as duas Famílias apresentam tensões estatisticamente diferentes
p-value > 0.05 as duas Famílias não apresentam tensões estatisticamente diferentes

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em função dos resultados obtidos nos ensaios, podem-se enumerar as conclusões restritas às amostras estudadas a saber:

1. O uso de adição da cal hidratada influencia favoravelmente na resistência de aderência à tração;
2. Entre as Famílias analisadas, a camada com adição de 15% de cal hidratada apresentou maior incremento, aproximadamente 51% em relação à Família de referência (isenta de adição de cal);
3. Portanto, através das variações significativas da tensão de arrancamento, constatou-se a relevância do uso de cal hidratada no chapisco (15%) com vista ao aumento deste parâmetro analisado, sobretudo em sistema de fachada.
4. Para estudos futuros, deve-se buscar a contribuição deste incremento frente às outras propriedades da camada de chapisco e com distintas proporções de adições.

REFERÊNCIAS

ANGELIM, R. R. Eficiência do preparo de substrato de blocos cerâmicos com solução de cal na resistência de aderência dos revestimentos de argamassa. In: VI Simpósio Brasileiro de Tecnologia de Argamassa. **Anais...** Florianópolis, 2005.

APOLÔNIO, P. H., MOTA, J. M. F., BARBOSA, F., COSTA e SILVA, A. J., SILVA, G. A., OLIVEIRA, R. A. **Análise comparativa da resistência de aderência do chapisco com diferentes relações água/ligante e adição de metacaulim.** XI Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas - SBTA, Porto Alegre, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13528: Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Determinação da resistência de aderência à tração.** Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

_____. **NBR 13529: Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Terminologia.** Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

_____. **NBR 8214: Assentamento de azulejos - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

_____. **NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. **NBR NM 45: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios.** Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

_____. **NBR NM 46: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM C25: Standard Test Methods for Chemical Analysis of Limestone, Quicklime, and Hydrated Lime,** ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.

_____. **ASTM C110: Standard Test Methods for Physical Testing of Quicklime, Hydrated Lime, and Limestone,** ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016.

BAÍA, L. L. M.; SABBATINI, F. H. **Projeto e execução de revestimento de argamassa:** primeiros passos da qualidade no canteiro de obras. São Paulo: O Nome da Rosa, 2001.

CARASEK, H. **Aderência de Argamassas a Base de Cimento Portland a Substratos Porosos – Avaliação dos Fatores Intervenientes e Contribuição ao Estudo do Mecanismo de Ligação.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1996.

CHASE, G. W. **The effect of pretreatments of clay brick on brick-mortar bond strength.** In: North American Masonry Conference, 3rd., Arlington, June 1985.

CINCOTTO, M. A. CARASEK, H.; CASCUDO, H. C. **Argamassas de revestimento: características, propriedades e métodos de ensaio.** (Boletim 68). São Paulo, 1995.

COSTA; SILVA, A. J. S. **Descolamento dos revestimentos cerâmicos de fachada na cidade do Recife.** Dissertação de mestrado, USP, São Paulo, 2001.

MIBIELLI, J. G. **Estudo da aderência de revestimentos cerâmicos externos.** UFSC. Florianópolis. Santa Catarina, 1994.

MOTA J. M. F. **Influência da argamassa de revestimento na resistência à compressão axial em prismas de alvenaria resistente de blocos cerâmicos.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

MOTA, J. M. F. **Reforço de alvenarias Resistente com Argamassa Armada e Adição de Metacaulim.** Tese de doutorado, UFPE – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2015.

MOTA, J. M. F.; CARASEK, H.; COSTA e SILVA, A. J.; BARBOSA, F. R.; FEITOSA, A.; SANTOS, W.

Argamassas inorgânicas com adição de metacaulim. In: IX Simpósio Brasileiro de Tecnologia de Argamassa. Belo Horizonte, 2011.

MOURA, C.B. **Aderência de Revestimentos Externos de Argamassa em Substratos de Concreto:** influência das condições de temperatura e ventilação na cura do chapisco. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

MÜLLER, A. A. **Avaliação da aderência dos diferentes tipos de chapisco sobre substrato de concreto.** Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

PAES, I. N. L. **Avaliação do Transporte de Água em Revestimentos de Argamassa nos Momentos Iniciais Pós-aplicação.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília, Brasília-DF, 2004.

POLITO, G.; CARVALHO JÚNIOR, A. N.; BRANDÃO, P. R. G. **Caracterização microestrutural da interface argamassa mista/bloco cerâmico.** In: 8º Simpósio Brasileiro de Tecnologia de Argamassas, 8. 2009. Curitiba. Anais. Curitiba: ANTAC/EPUSP, 2009.

RUDUIT, F. R. **Contribuição ao estudo da aderência de revestimento de argamassa e chapiscos em substrato de concreto.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

SCARTEZINI, L. M.; CARASEK, H. **Fatores que exercem influência na resistência de aderência à tração dos revestimentos de argamassas.** In: Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas. São Paulo. Anais. São Paulo: ANTAC/EPUSP, 2003..

SILVA, V. **Aderência de chapiscos em concretos estruturais – melhoria da microestrutura da zona de interface pela adição da sílica da casca de arroz.** São Carlos. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

VOSS, W. C. **Permeability of brick masonry walls:** an Hypothesis American Society for Testing Materials. Proceedings. Philadelphia, 1933.

ZANELATO, E. B. **Influência do chapisco na resistência de aderência à tração de revestimentos de argamassa em blocos cerâmicos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, 2015.

AVALIAÇÃO DA ABSORÇÃO CAPILAR EM ARGAMASSAS ESTABILIZADAS DE REVESTIMENTOS SUBSTITUINDO AGREGADOS NATURAIS POR AGREGADOS ARTIFICIAIS

Data de aceite: 01/06/2020

Valéria Costa de Oliveira

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Rondônia - IFRO

Emílio Gabriel Freire dos Santos

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Rondônia - IFRO

Leandro de Souza Carvalho

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Rondônia - IFRO

Rafael Alves de Oliveira

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Rondônia - IFRO

Fernanda dos Santos Gentil

Universidade Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

Ieda Maria Fagundes Zanolla

Universidade Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

RESUMO: A construção civil é um dos mercados que provoca maior impacto ambiental, devido ao elevado consumo de matéria-prima, esgotando por exemplo as jazidas de areias naturais. A utilização de areia proveniente da britagem de rocha, pode ser uma alternativa viável para substituição da areia natural de rios na produção de argamassas para o revestimento, em virtude do rejeito do material mais fino durante o processo. As argamassas estabilizadas

são produzidas e dosadas em centrais de concreto, entregues úmidas e prontas para o uso. Podem ser armazenadas por um período de tempo superior que as argamassas convencionais ou industrializadas dependendo dos parâmetros de mistura empregados em sua produção, assim promovem aumento da produtividade nos canteiros de obra, uma vez que permitem o seu emprego por até 72 horas. A permeabilidade está relacionada à passagem de água pela camada de argamassa, que é um material poroso e permite a percolação da água tanto no estado líquido quanto no de vapor. Desta forma, as argamassas estabilizadas apresentam uma proposta de materiais que exigem cuidados específicos quanto a absorção capilar nos revestimentos. O objetivo dessa pesquisa é o estudo da permeabilidade das argamassas estabilizadas quanto a formulação empregando a areia artificial produzida por usinas de britagem substituindo a areia natural. O programa experimental buscou estudar as formulações das argamassas estabilizadas, associadas aos parâmetros de misturas (cimento CP IV e areia de brita) e as influências dos aditivos estabilizadores de hidratação (AEH) e do incorporador de ar (IAR). Os resultados mostraram a viabilidade da substituição do agregado natural por um agregado artificial de

brita de forma a a melhorar a permeabilidade das argamassas estabilizadas.

PALAVRAS-CHAVE: Argamassas Estabilizadas; Permeabilidade; Areia de brita.

EVALUATION OF CAPILLARY ABSORPTION IN STABILIZED MORTARS OF COATINGS REPLACING NATURAL AGGREGATES WITH ARTIFICIAL AGGREGATES

ABSTRACT: Civil construction is one of the markets that causes the greatest environmental impact, due to the high consumption of raw materials, exhausting, for example, natural sand deposits. The use of sand from rock crushing can be a viable alternative to replace natural river sand in the production of mortars for the coating, due to the rejection of the finest material during the process. The stabilized mortars are produced and dosed in concrete plants, delivered wet and ready for use. They can be stored for a longer period of time than conventional or industrialized mortars, depending on the mixing parameters used in their production, thus promoting an increase in productivity at construction sites, since they allow their use for up to 72 hours. Permeability is related to the passage of water through the mortar layer, which is a porous material and allows water to percolate in both liquid and vapor states. Thus, the stabilized mortars present a proposal of materials that require specific care regarding capillary absorption in the coatings. The objective of this research is to study the permeability of stabilized mortars in terms of formulation using artificial sand produced by crushing plants replacing natural sand. The experimental program sought to study the formulations of stabilized mortars, associated with the mixing parameters (CP IV cement and crushed sand) and the influences of the hydration stabilizing additives (AEH) and the air incorporator (IAR). The results showed the feasibility of replacing the natural aggregate with an artificial aggregate of gravel in order to improve the permeability of stabilized mortars.

KEYWORDS: Stabilized mortars; Permeability; Gravel sand.

1 | INTRODUÇÃO

A permeabilidade está relacionada à passagem de água pela camada de argamassa, que é um material poroso e permite a percolação da água tanto no estado líquido quanto no de vapor. A porosidade tem um papel importante no transporte de umidade nas argamassas. As argamassas podem apresentar poros interconectados (porosidade aberta) ou poros não interligados (porosidade fechada). Contudo, os revestimentos devem ser estanques à água e permeável ao vapor de forma a favorecer a secagem por umidade de infiltração devida a água de chuva ou decorrente da ação direta do vapor de água, por exemplo nos banheiros (BAÍA e SABBATINI, 2008).

Ainda, a neste sentido, a ABNT NBR 15575-4:2013 especifica que mesmo sem função estrutural, as vedações verticais exercem ainda outras funções, como estanqueidade à água. As argamassas, como revestimentos e parte do sistema de vedações, devem

contribuir para a estanqueidade à água proveniente de chuvas incidentes ou de outras fontes e não permitir infiltração de água, através de suas faces, quando em contato com áreas molháveis e molhadas (SALOMÃO, 2016).

Assim, busca-se o desenvolvimento de novos materiais ao longo dos anos, tais como os aditivos, e com o emprego de formulações de argamassas que atendam as condições de desempenho mínimo, que evitem o surgimento de fissuração, infiltração e eflorescências em revestimentos. Desta forma, a escolha do método de proteção dos sistemas vedações e de revestimentos deve se basear em análises minuciosas da estrutura tratada e de seus materiais, das condições de exposição e dos mecanismos de ingresso, movimentação e secagem da água (SALOMÃO, 2016).

Neste aspecto, os sistemas de revestimentos quando não bem planejados, geram impactos negativos nos empreendimentos, uma vez que representam uma etapa longa e com custos elevados de uma edificação. Cabe ressaltar que novas tecnologias quando não empregadas de forma adequada ou o não conhecimento dos efeitos e mecanismos destes produtos podem gerar manifestações patológicas.

No contexto temos os mais variados produtos de ação impermeabilizantes disponíveis no mercado que são comercializados sem que suas propriedades sejam informadas, tais como, a composição química ou o mecanismo de ação, ou seja ainda existe um grande número de questionamentos sobre como os diversos tipos de aditivos modificam o desempenho das mais variadas composições de argamassas.

Nesta abordagem, as argamassas estabilizadas utilizam em sua produção dois aditivos os incorporadores de ar (IAR) e estabilizadores de hidratação do cimento (AEH), cimento e areias de granulométrias mais finas (módulo de finura em torno de 1,55). As argamassas estabilizadas são produzidas e dosadas em centrais de concreto, entregues úmidas nos canteiros de obra, prontas para o uso, e que podem ser armazenadas por um período de tempo superior ao das argamassas convencionais ou industrializadas.

A norma de desempenho de edificações habitacionais, ABNT NBR 15575-1:2013, inclui requisitos quanto a estanqueidade a fontes de umidade internas à edificação. Assim, devem ser previstos nos projetos a prevenção de infiltração da água de chuva e da umidade do solo nas construções. De forma que se projete a impermeabilização de quaisquer paredes em contato com o solo, ou pelo direcionamento das águas, sem prejuízo da utilização do ambiente e dos sistemas correlatos e assegure a estanqueidade à água utilizada na operação e manutenção do imóvel em condições normais de uso.

Os problemas de umidade quando surgem nas edificações, degradam a construção ao longo do tempo. A umidade não é apenas uma causa de anomalias, ela age também como um meio necessário para que grande parte das manifestações patológicas em construções ocorra, tais como eflorescências, ferrugens, mofo, bolores, perda de pinturas, de rebocos e até a causa de acidentes estruturais (VERÇOZA, 1991).

A umidade ascensional ocorre nas edificações, devido a proximidade do lençol freático

e dos materiais que apresentam canais capilares, por onde a água passará para atingir o interior das edificações. De forma que a permeabilidade está relacionada à passagem de água pela camada de argamassa, que é um material poroso e permite a percolação da água tanto no estado líquido quanto no de vapor.

As argamassas, como revestimentos e parte do sistema de vedações, devem contribuir para a estanqueidade à água proveniente de chuvas incidentes ou de outras fontes e não permitir infiltração de água (ABNT NBR 15575-1:2013). Assim, busca-se o desenvolvimento de novos materiais, tais como os aditivos, e o emprego de formulações de argamassas que atendam as condições de desempenho mínimo, que evitem o surgimento de infiltração em revestimentos. Então, o objetivo principal desta pesquisa foi de contribuir para a pesquisa de dosagens de argamassas estabilizadas, que apresentem baixas permeabilidades nos sistemas argamassados.

Neste sentido, as argamassas estabilizadas, por utilizar aditivos incorporadores de ar e estabilizadores de hidratação, apresentam ações que reduzem a quantidade de água necessária para produção das argamassas, contribuindo para a redução da permeabilidade das argamassas (OLIVEIRA, 2017). Aliada a proposta das argamassas estabilizadas, a substituição da areia natural por areia de britagem se mostra, também, uma proposta para a redução da permeabilidade em virtude do teor de finos.

Os resultados de Sousa (2006) mostraram que as argamassas produzidas com areia de brita são mais suscetíveis à fissuração, porém, possuem melhor trabalhabilidade, maiores resistências mecânicas e, na maioria dos traços, menor permeabilidade à água que as argamassas produzidas com areia natural, comparativamente ao mesmo proporcionamento de materiais.

Desta forma, estas argamassas representam ganhos de produtividade, uma vez que o mercado da construção civil se torna cada vez mais competitivo e exigente em relação ao produto final ofertado, obrigando as construtoras a reduzir prazos e custos, mantendo a qualidade dos seus serviços, porém não há o conhecimento sobre a porosidade destas argamassas em virtude da substituição da areia lavada por areia proveniente de britagem.

Conforme Silva (2006), o agregado miúdo natural é extraído de leitos de rios causando grande impacto ao meio ambiente. Já nas pedreiras, a britagem das rochas (basaltos, calcários, granitos, gnaisses, entre outras) gera o pó de pedra, finos que ficam estocados em pilhas nas pedreiras e acabam provocando graves problemas ambientais, poluição visual e gerando, principalmente, muita poeira, porém conforme o autor estes finos, devidamente processados, podem vir a substituir a areia natural.

Aliado a questão ambiental e aumento da produtividade em obras a pesquisa proposta busca assim, o estudo da viabilidade de produção das argamassas estabilizadas substituindo a areia natural pela areia de brita com o estudo na ênfase da permeabilidade das argamassas estabilizadas de revestimentos.

O objetivo principal foi o estudo do comportamento das argamassas estabilizadas

quanto a formulação, os requisitos e as propriedades de permeabilidade. No caso dos objetivos específicos foi investigar os comportamentos das argamassas e verificar os requisitos exigenciais para os sistemas de revestimento quanto a consistência, teor de ar incorporado e absorção de água por capilaridade.

2 | INFLUENCIA DO AGREGADO MIÚDO NA CONFEÇÃO DAS ARGAMASSAS DE REVESTIMENTOS

Dentre as características físicas da areia que interferem nas propriedades das argamassas, também deve-se considerar a distribuição granulométrica, a forma e a textura dos grãos. Uma característica de grande importância para qualquer agregado é a distribuição granulométrica (MATTOS 2001).

Ao se utilizar agregado de granulometria contínua, ocorre aumento da trabalhabilidade, devido ao maior grau de empacotamento da mistura, onde os grãos de menor diâmetro preenchem os vazios entre os grãos de diâmetro imediatamente superior, proporcionando melhor deslizamento entre estes grãos. Materiais finos siltosos ou argilosos também contribuem no aumento da trabalhabilidade das argamassas.

A granulometria do agregado miúdo influencia diretamente no desempenho das argamassas, interferindo na trabalhabilidade, no consumo de água; , no estado fresco; no revestimento acabado, exerce influência na fissuração, na rugosidade, na permeabilidade e na resistência de aderência (ANGELIM *et al.*, 2003).

Segundo CARNEIRO *et al.* (1997), a areia de granulometria muito uniforme, independentemente do formato dos grãos, compromete a trabalhabilidade da argamassa. Há um conseqüente enrijecimento, impedindo o deslizamento dos grãos da areia entre si, com demanda de um maior consumo de pasta. A recomendação da granulometria contínua prende-se ao fato de que, gerando um menor volume de vazios no agregado, menor será o volume de pasta, e por conseqüência, menor a retração.

Ou seja, a granulometria deve ser contínua e com o teor adequado de finos, uma vez que o excesso destes irá aumentar o consumo de água de amassamento e, com isto, induzir a uma maior retração de secagem do revestimento. Assim, o aumento do teor de agregado no traço, sem prejuízo da trabalhabilidade, que também deve diminuir o volume de pasta e os efeitos da retração de secagem do revestimento. Já o aumento do teor de material pulverulento melhora a trabalhabilidade e diminui o teor de água e o teor de ar aprisionado da argamassa no estado fresco.

Conforme Paes *et al.* (1999), os finos têm, em função de sua alta área específica, papel de plastificantes nas argamassas. Neste sentido, Baía e Sabbatini (1998) citam que a areia que apresenta melhor potencial de produzir uma argamassa adequada é a que tem granulometria contínua e classificada com módulo de finura entre 1,8 e 2,8.

Da mesma forma que a composição do material pulverulento influencia no índice de vazios, na resistência de aderência à tração e nas resistências de compressão e de tração na flexão das argamassas no estado endurecido, bem como na permeabilidade do revestimento. O teor de material pulverulento é responsável, em parte, pela incidência de fissuras ocorridas nos revestimentos, devido às alterações que provoca nas propriedades das argamassas (SOUSA, 2006).

As características das areias exercem forte influência sobre algumas propriedades da argamassa de revestimento no estado fresco, tais como: densidade de massa e consistência (CARASEK *et al*, 2016). Já Salomão (2016) comenta que para uma mesma trabalhabilidade, a argamassa preparada com areia de curva de distribuição granulométrica contínua, teoricamente, terá menor índice de vazios e, conseqüentemente, menor consumo de aglomerante.

3 | ARGAMASSAS ESTABILIZADAS

Atualmente, os canteiros de obras apresentam uma diminuição no uso das argamassas dosadas em obra e o aparecimento de argamassas industriais tem alavancado a construção civil, daí a necessidade de se controlar os materiais e o desempenho do sistema de revestimento (TEMP, 2014).

As argamassas estabilizadas se apresentam como uma alternativa mais produtiva no quesito de argamassas de revestimentos, contudo as especificações de valores e propriedades necessitam de atenção, pois demandam estudos quanto ao seu comportamento diante da evolução de seu tempo de estabilização, dependentes das formulações e dos materiais utilizados na produção destes produtos (OLIVEIRA, 2017).

As argamassas estabilizadas são dosadas e produzidas por centrais de concreto. São entregues úmidas nos canteiros de obra, prontas para o uso. Podem ser armazenadas por um período de tempo superior que as argamassas convencionais ou industrializadas (BAUER, *et al*, 2015).

O tempo superior de utilização (tempo de estabilização) é obtido a partir da inclusão do AEH (aditivo estabilizador de hidratação), que dependendo do teor deste aditivo, dos materiais combinados (cimento, areia e aditivo incorporador de ar), da formulação, permite o armazenamento da argamassa estabilizada por até 72 horas e, conseqüentemente promovem ganhos de produtividade (MACIOSKI, COSTA e CASALI, 2015).

São empregados para a produção das argamassas estabilizadas dois aditivos, um estabilizador de hidratação (AEH) e um incorporador de ar (IAR) com funções de retardar o tempo de pega do aglomerante e melhorar a plasticidade das argamassas, respectivamente. A utilização dos IAR facilita a produção das argamassas, sendo que a consistência final é inferior em função do aumento do teor do aditivo (ROMANO, 2013). O aditivo incorporador de ar, além de diminuir as tensões superficiais, obtura os poros

capilares, diminuindo a retração plástica e tornando as argamassas menos permeáveis (RESENDE, 2010).

Os aditivos incorporadores são tensoativos aniônicos, que quando adicionados às pastas de cimento, a parte polar desses aditivos tende a se adsorver nas partículas sólidas da pasta (cimento), e a parte apolar, voltada para a fase aquosa, confere um caráter hidrofóbico às partículas de cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Os mais variados produtos de ação impermeabilizantes disponíveis no mercado são comercializados sem que suas propriedades sejam informadas, tais como, a composição química ou o mecanismo de ação, o que significa que ainda existe um grande número de questionamentos sobre como os diversos tipos de aditivos modificam o desempenho das mais variadas composições de argamassas (SALOMÃO, 2016).

Os aditivos incorporadores de ar são empregados nas argamassas estabilizadas no intuito de melhorar a plasticidade, uma vez que a incorporação de ar aumenta a estrutura interna (coesão) e também, porque o teor de finos, proveniente dos cimentos, é inferior em comparação as argamassas mistas. A presença de incorporador de ar nas pastas é responsável pela melhor estruturação do sistema cimentício, tornando-a mais viscosa ([RIXON e MAILVAGANAN, 1999).

O aditivo incorporador de ar é um agente tensoativo que diminui a tensão superficial da água para facilitar a formação de bolhas e garantir que elas sejam estáveis. Os agentes tensoativos se concentram nas interfaces ar/água e tem propriedades hidrofóbicas (repelentes à água) e hidrófilas (atraem água) que são responsáveis pela dispersão e estabilização das bolhas de ar. (NEVILLE e BROOKS, 2013).

Mehta e Monteiro (2008) explicam que na interface ar-água os grupos polares são orientados para a fase aquosa diminuindo a tensão superficial, promovendo a formação de bolhas e neutralizando a tendência para as bolhas dispersas se unirem. Na interface água-sólida onde existem forças diretivas na superfície do cimento, os grupos polares se ligam ao sólido com os grupos não polares orientados para a água, tornando a superfície do cimento hidrofóbica para que o ar possa deslocar a água e permanecer ligado às partículas sólidas como bolhas, figura 1.

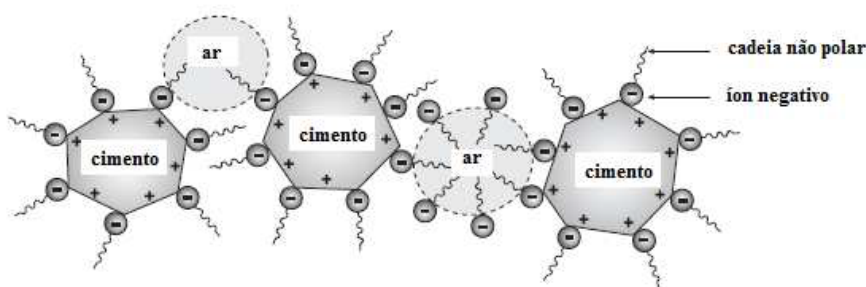


Figura 1 - Representação esquemática dos mecanismos dos IAR.

Fonte: Adaptada de Mehta e Monteiro (2008).

Os teores de ar incorporados nas argamassas dependem do processo mecânico de mistura, do teor e do tipo do aditivo, do tempo de mistura, ou seja, com o aumento da concentração dos aditivos, ocorre um aumento do teor de ar incorporado, para um mesmo tempo de mistura. O ar incorporado é um dos responsáveis pela quantidade de vazios na mesma, o que afeta diretamente as propriedades das argamassas no estado fresco, tais como a densidade de massa, com a incorporação de microbolhas em seu interior.

As densidades de massa e o teor de ar incorporado impactam na plasticidade das argamassas. A densidade das argamassas depende principalmente da massa específica do agregado miúdo e do teor de ar incorporado na massa e desta forma, no caso de aplicação manual da argamassa, quanto mais leve será mais trabalhável ao longo prazo, pois reduz o esforço na aplicação.

O coeficiente de absorção de água ou de capilaridade caracteriza a propriedade de um material absorver água líquida, por sucção, quando em contato com a água. Quando um material poroso é colocado em contato direto com água no estado líquido, a massa varia ao longo do tempo. É esta relação entre a massa de água absorvida por área do material em contato com a água e o tempo que permite determinar o coeficiente de absorção de água.

Conforme Salomão (2016), ocorre redução do coeficiente de capilaridade, devido a utilização do IAR e ao fato do aditivo reduzir a necessidade de água na mistura e por formar bolhas que interrompem o transporte de água capilar.

Já os estudos de Oliveira (2017) mostraram que o AEH quando isolado aumentou a absorção capilar conforme seu incremento na produção das argamassas, no entanto, quando associado ao IAR, conforme o incremento dos aditivos, menores foram os coeficientes de capilaridade.

Ao contrário dos retardadores convencionais, o AEH empregado na produção das argamassas estabilizadas pode ser utilizado em altas doses, sem efeitos adversos, tais como o desenvolvimento de resistências fracas resultantes quando da utilização de retardadores normais (RIXOM e MAILVAGANAM, 1999). A aplicação de retardadores permite o desenvolvimento de uma microestrutura mais densa devido ao crescimento de cristal retardado de C-S-H (DAAKE e STEPHAN, 2016).

Conforme Ramos, Gaio e Calçada (2013), o aumento o teor de aditivo estabilizador de hidratação indica alteração na cinética do aumento de temperatura com o tempo, de forma que quanto maior o teor de aditivo, menor a temperatura atingida durante a hidratação e mais lento é o ganho e a dissipação do calor gerado.

No entanto, quando se trata do estado endurecido, estudos ainda se fazem necessários de como se dar o comportamento destas argamassas, conforme os tempos de estabilização propostos, como o tempo superior do retardo de pega do cimento, repercute nos resultados das resistências mecânicas, aderência e coeficientes de capilaridade.

4 | MÉTODOS E MATERIAIS

Na pesquisa busca-se avaliar a permeabilidade das argamassas estabilizadas de revestimentos produzidas com areia de britagem. Desta forma, as argamassas serão ensaiadas experimentalmente nos aspectos associados ao teor de ar incorporado gravimétrico e evolução da absorção de água por capilaridade em argamassas.

Os materiais empregados nesta pesquisa serão os empregados nas argamassas das obras de Porto Velho-RO, sendo assim eles apresentam as características desejáveis para a pesquisa desenvolvida:

- Cimento CP IV
- Areia de britagem
- Areia natural
- Aditivo incorporador de ar
- Aditivo estabilizador de hidratação

Esta etapa pode ser resumida, conforme suas variáveis independentes, condições fixas e variáveis dependentes descritas a seguir:

- Variáveis independentes:
- Agregado miúdo de britagem
- Agregado miúdo natural (areia lavada de rio)
- Aditivos do fabricante 1
- Aditivos do fabricante 2

Utilizou-se para o preparo e mistura das argamassas um misturador e uma quantidade de materiais secos de 2500 gramas conforme determinado na ABNT NBR 16541:2016. Para a aferição da consistência das argamassas os ensaios ocorreram conforme a ABNT NBR 13276:2016, determinando-se a relação água cimento para um espalhamento de 260 ± 5 mm. O programa experimental foi realizado no laboratório de resistência dos materiais do Campus Porto Velho Calama pelos alunos do curso técnico em edificações do primeiro ano. Para a determinação da densidade de massa foi utilizada as orientações da norma NBR 13278:2005.

Os procedimentos de produção das argamassas adotados foram:

- Pesagem dos materiais;
- Colocação e pré-mistura de todo o material anidro no misturador mecânico;
- Adição de água aos poucos, com o misturador ligado;
- Adição dos aditivos AEH e IAR, com o misturador ligado;
- Com equipamento desligado, retirou-se uma parcela da amostra para fazer a primeira aferição do ensaio de espalhamento;

- Adição da demanda de água necessária para obtenção do espalhamento 260 ± 5 mm.
- Após a produção da argamassa e repouso de 30 minutos, os ensaios no estado fresco e as moldagens necessárias, para os ensaios no estado endurecido, foram realizados;
- A escolha dos teores dos aditivos selecionados foram 40/20 e 95/20.

Condições fixas:

- **CONSISTÊNCIA INICIAL:** Espalhamento: as argamassas serão produzidas de forma atender um espalhamento inicial de 260 ± 5 mm (SOUSA, 2005), medidos no equipamento denominado mesa de consistência (Flow Table), assim se determinará a demanda de água;
- **PARÂMETRO E:** foi utilizado um único parâmetro E, de forma avaliar o tempo de estabilização a partir da variação dos teores dos aditivos. O parâmetro E selecionado foi o E6, por tratar-se de uma série intermediária. Consumo de cimento: será utilizado um consumo fixo de cimento, aproximadamente 357 g.

O método de dosagem foi baseado nos conceitos de Selmo (1989), que leva em conta o parâmetro de dosagem “E” (equação 1).

$$E = \frac{(\text{areia} + \text{cal})}{\text{cimento}} \quad (1)$$

Este método permite montar curvas de correlações entre o parâmetro E com a relação cal/cimento e com a relação a/c, de forma a obter rapidamente o teor de água necessário para se obter uma consistência pré-determinada. Uma vez determinada as quantidades consideradas apropriadas de cal e água, é possível calcular o valor “real” do parâmetro “E” da mistura para determinadas consistências e trabalhabilidades

Variáveis dependentes:

As propriedades avaliadas a partir de ensaios que caracterizam as argamassas no estado fresco: densidade, espalhamento e o teor de ar incorporado. No estado endurecido foram avaliadas, a absorção capilar e o coeficiente de capilaridade.

Aos 28 dias realizou-se os ensaios de absorção por capilaridade e coeficiente de capilaridade. Os ensaios de absorção por capilaridade e coeficiente de capilaridade foram realizados conforme as prescrições da Norma NBR 15259:2005.

Os ensaios de absorção por capilaridade e coeficiente de capilaridade foram realizados conforme as prescrições da Norma NBR 15259:2005 (Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação de absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade).

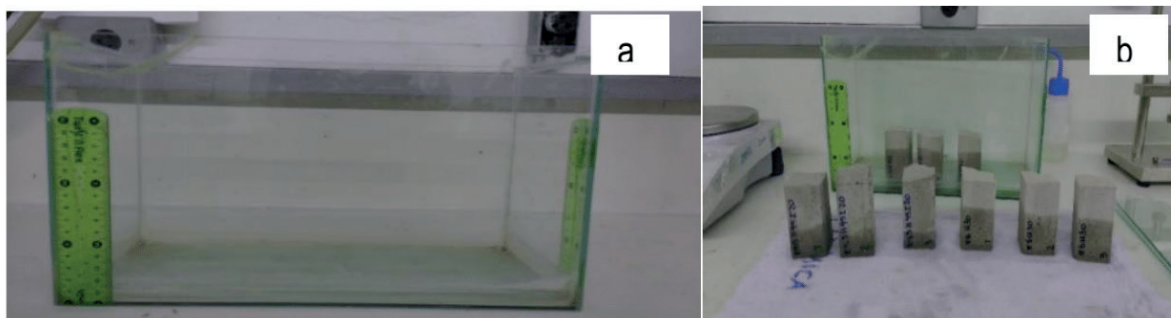


Figura 2 – Recipiente de vidro e realização dos ensaios de capilaridade.

a) Recipiente de vidro utilizado para realização dos ensaios; b) Amostras após a retirada do recipiente e secos superficialmente com pano úmido.

Fonte: OLIVEIRA, 2017.

5 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

O trabalho proposto propiciou:

- Conhecer as propriedades dos materiais de construção utilizados na cidade de Porto Velho-RO quanto a absorção capilar;
- Verificar a influência dos aditivos nas permeabilidades das argamassas de revestimento;
- Analisar os resultados dos ensaios e observar os desempenhos das argamassas quanto a permeabilidade (tabela 1 e figura 3);

5.1 Relação água/cimento

O aditivo impermeabilizante resultou relação água/cimento similar a das argamassas de referência (cimento:areia) (quadro 1). Estas argamassas manifestaram-se ásperas ou com baixa plasticidade. O espalhamento destas argamassas resultaram em valores entre 257 a 265 mm. Os aditivos impermeabilizantes misturados a água de amassamento das argamassas foram de um percentual de 4% sobre a massa do cimento.

ARGAMASSAS	RELAÇÃO a/c	ESPALHAMENTO
95/20 adit 1 brita	1,28	264
95/20 adit 2 brita	1,28	255
95/20 adit 1 areia lavada	1,2	261
40/20 adit 1 brita	1,27	256
40/20 adit 2 brita	1,27	256
40/20 adit 1 areia lavada	1,24	265
REF B	1,35	265
REF A	1,47	258
95/20 adit 1 brita	1,28	264

Quadro 1 – Relação água/cimento – argamassas de referência e produzidas com impermeabilizantes.

Já os aditivos plastificantes apresentaram as menores relação água/cimento quando comparadas as de referências, bem como melhoraram significadamente a plasticidade. Os traços ricos (E4,5) apresentaram as menores relação água/ cimento quando comparados aos demais traços, devido o maior consumo dos aditvos. Os percentuais de aditivos plastificantes e incorporadores misturados a água de amassamento das argamassas variam de 0,20% a 0,40%.

5.2 Estado fresco

No estado fresco foram avaliadas as propriedades de densidade de massa e o teor de ar incorporado gravimétrico, ambos de acordo com as orientações da norma ABNT NBR 13278:2005 e o espalhamento conforme a ABNT NBR 13276:2016.

A densidade de massa no estado fresco é inversamente proporcional ao teor de ar incorporado, ou seja quanto maior o teor de ar incorporado menor a densidade de massa e consequentemente maior é plasticidade das argamassas. Os resultados mostraram que as argamassas de referência (cimento:areia), e as aditivadas com impermeabilizante apresentaram densidades similares em torno de 1,72 a 1,85 g/cm³ (quadro 3).

Os teores de ar incorporados nas argamassas dependem do processo mecânico de mistura, do teor e do tipo do aditivo, além do tempo de mistura, ou seja, com o aumento da concentração dos aditivos, ocorre um aumento do teor de ar incorporado, para um mesmo tempo de mistura (RODRIGUES FILHO, 2013).

A plasticidade é influenciada pelo teor de ar incorporado (SILVA, 2011), e o teor de ar incorporado impacta na plasticidade, pela maior estruturação interna do sistema (RODRIGUES FILHO, 2013).

Os aditivos impermeabilizantes apesar de utilizarem um teor de aditivo de 4% não reduziu as densidades das argamassas, bem como não aumentou a plasticidade e o teor de ar incorporado variou de 5% a 17%, demonstrando que o impermeabilizante 2 incorporou ar proveniente de sua utilização, já as argamassas de referência mostraram apenas a incorporação de ar proveniente da mistura.

E/aditivos	Densidade de massa (g/cm³)	Teor de ar incorporado (%)
95/20 adit 1 brita	1,96	10%
95/20 adit 2 brita	1,92	12%
95/20 adit 1 areia lavada	1,55	27%
40/20 adit 1 brita	1,97	10%
40/20 adit 2 brita	1,92	12%
40/20 adit 1 areia lavada	1,59	25%
REF B	2,06	4%

REF A	1,92	7%
95/20 adit 1 brita	1,96	10%

Quadro 3- Densidade de massa e teor de ar incorporado – argamassas de referências e produzidas com aditivos impermeabilizantes.

Já as argamassas aditivadas com os plastificantes incorporaram um teor de ar entre 15% e 37% e apresentaram menores densidades em torno de 1,36 a 1,71 g/cm³ (quadro 4), bem como melhoraram a plasticidade. A norma brasileira ABNT NBR 13281:2005 não estipula requisitos quanto ao teor de ar incorporado para as argamassas. A norma americana, ASTM C270:12a (2012) estipula valores de teor de ar incorporados para as argamassas mistas e de cimento compreendidos entre 12 e 14% e para argamassas sem emprego de aditivos incorporadores de ar, valores inferiores a 8%.

Os teores de ar incorporados das argamassas estabilizadas, deste estudo demonstraram poucas variações. Macioski, Da Costa e Casali (2015), em seus estudos, verificaram valores de densidades de massa obtidos com um pequeno aumento em relação ao tempo de armazenamento, em 24 horas. Em relação ao teor de ar incorporado, em média, também houve uma pequena diminuição em relação ao tempo de armazenamento, conforme os mesmos autores.

Casali *et al* (2011) encontraram valores do teor de ar incorporado que apresentaram uma pequena redução ao longo do tempo ou se mantiveram, por 24 horas, muito elevado, em torno de 25% a 39%, devido a utilização de aditivos. Trevisol (2015) relatou teor de ar incorporado de 24,47% na produção das argamassas estabilizadas e com 48 horas; 18,53%. Nos estudos de Jantsch (2015), os valores obtidos para o teor de ar incorporado foram de 19,78 % para 36 horas e 21,49% para 72 horas. Vale salientar, que os autores estudados, não informaram as formulações das argamassas trabalhadas por eles.

Já as argamassas produzidas com os aditivos impermeabilizantes Os resultados mostraram que as argamassas de referência (cimento:areia) obtiveram valores de capilaridade variando de 5,16 g/dm².min^{1/2} a 18,20 g/dm².min^{1/2}, com exceção da argamassa E 4,5 I1 que apresentou um coeficiente de capilaridade de 1,30 g/dm².min^{1/2}. Já para as argamassas aditivadas com os plastificantes os coeficientes de capilaridade resultaram em 1,40 g/dm².min^{1/2} a 25,40 g/dm².min^{1/2}, devido a tendência de uma porosidade mais fechada (quadro 6).

E/aditivos	Coefficientes de capilaridade(g/dm ² .min ^{1/2})
95 20 adit 1 brita	1,15
40 20 adit 1 brita	3,50
40 20 adit 2 brita	4,20
95 20 adit 2 brita	2,20
REF BRITA	8,10

REF AREIA LAVADA	16,80
40 20 adit 1 AREIA LAVADA	5,80
95 20 adit 1 AREIA LAVADA	1,50

Quadro 6- Coeficientes de capilaridade das argamassas produzidas com aditivos plastificantes e incorporadores de ar.

O coeficiente de capilaridade permite mesurar a velocidade da sucção capilar que passa pela estrutura porosa dos revestimentos em argamassas em função da raiz quadrada do tempo, ou seja, ele é o coeficiente angular da reta, tomando-se no eixo das abscissas a raiz quadrada dos tempos de 10 minutos e 90 minutos, e no eixo das ordenadas as absorções de água correspondentes a estes tempos (RODRIGUES FILHO, 2013).

Quando se avaliou a absorção capilar ao longo dos tempos de 5, 10, 20, 30, 60, 90 e 120 minutos (figura 5), verificou-se que os aditivos conferem redução da absorção de água por capilaridade quando comparadas as argamassas que foram produzidas somente com cimento e areia e aquelas preparadas com o aditivo impermeabilizante.

A figura 5 mostra os resultados de maiores coeficientes de capilaridade para as argamassas E8 e para aquelas produzidas com aditivos plastificantes e incorporadores de ar P1 e P5, além do impermeabilizante I2. Já os menores coeficientes de capilaridade para argamassas produzidas com E4,5 e aditivos incorporadores de ar P5 e P6, além do impermeabilizante I1.

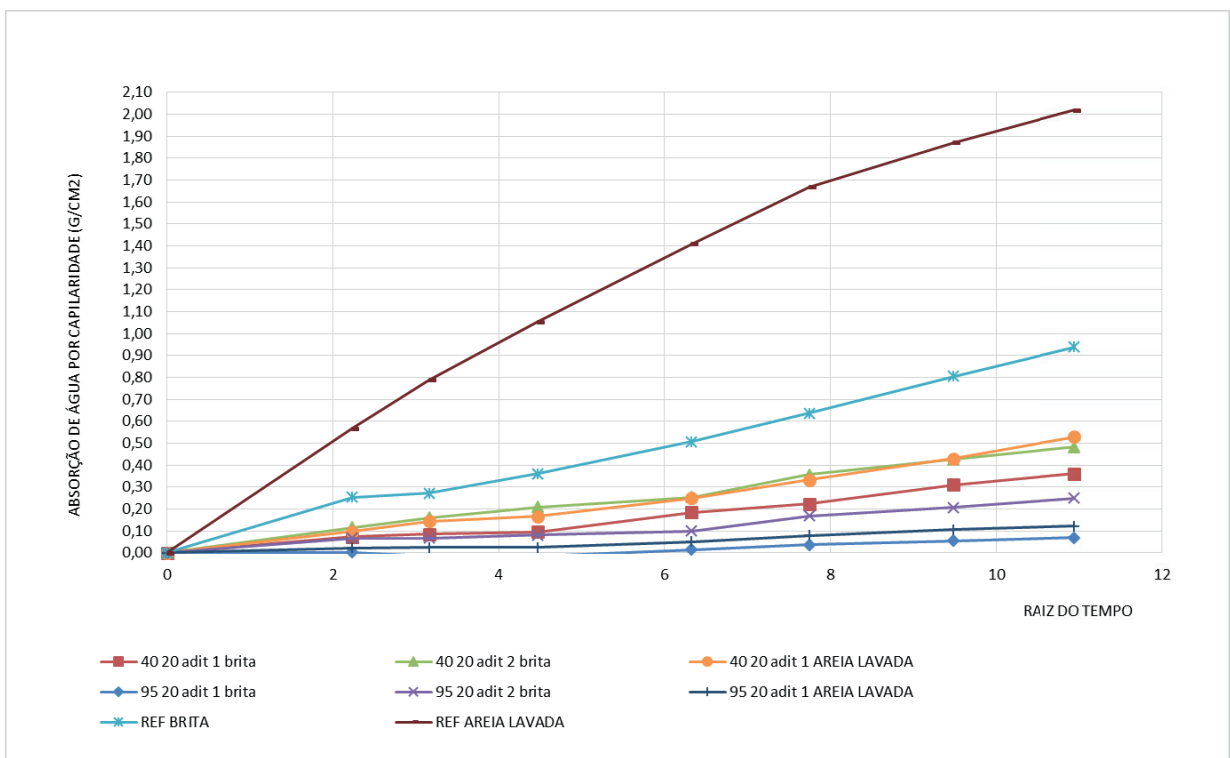


Figura 5. Raiz do tempo versus Absorção de água por capilaridade.

No caso das argamassas aditivadas com os incorporadores de ar, as séries

mostraram redução dos coeficientes de capilaridade, motivadas pela redução do teor de água necessário para a produção das argamassas conforme o incremento do aditivo (figura 6).

6 | CONCLUSÕES

Observa-se quanto ao teor de ar incorporado, os valores aumentaram conforme os aumentos dos teores dos aditivos. Quanto ao emprego do IAR na produção das argamassas estabilizadas, influenciaram nos teores de ar incorporados das argamassas e desta forma, promoveram reduções dos teores de água. Influenciaram quanto as melhorias das plasticidades, das trabalhabilidades e reduções da exsudações conforme seus incrementos nas produções das argamassas. Ao longo do tempo de estabilização, para a uma mesma série, o teor de ar incorporado não apresentou variações significativas.

Já o aditivo estabilizador de hidratação, obviamente, a depender de seu teor utilizado, promovem um tempo superior de utilização das argamassas. Quando associado ao IAR, potencializou os resultados da propriedade na redução da permeabilidade.

Conclui-se que é viável a substituição da areia natural pela areia britada na confecção de argamassas sem comprometer o desempenho dos revestimentos, desde que controlada a incidência de fissuras.

AGRADECIMENTOS

Os eventuais agradecimentos devem ser feitos numa secção separada (título com 18 pto antes, 6 depois), não numerada, antes das referências.

REFERÊNCIAS

ANGELIM, R. R.; ANGELIM, S. C. M.; CARASEK, H.. Influência da distribuição granulométrica da areia no comportamento dos revestimentos de argamassa. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DAS ARGAMASSAS, V., 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ANTAC, 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. C780: Standard Test Method for Preconstruction and Construction Evaluation of Mortars for Plain and Reinforced Unit Masonry. ASTM Internacional, West Conshohocken, 2014.

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

_____. **NBR 13278**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13281**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos– Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 13749**: Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Especificação. Rio de

Janeiro, 2013.

_____. **NBR 15259**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 15575-1:2013** - Edificações Habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro: 2013.

CASALI, J. M.; MANN NETO, A.; ANDRADE, D. A.; ARRIAGADA, N. T. **Avaliação das propriedades do estado fresco e endurecido da argamassa estabilizada para assentamento e revestimento**. In: IX Simpósio Brasileiro de Argamassas, 2011, Minas Gerais, 2011.

JANTSCH, A.C.A. **Análise da Permeabilidade de Argamassas Estabilizadas Submetidas a Tratamento Superficial com Aditivos Cristalizantes**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

KELLER, H.A.; LOVATO, P;S. **Avaliação de propriedades de argamassas estabilizadas ao longo do tempo decorrido do seu preparo**. XVI Encontro Nacional De Tecnologia Do Ambiente Construído. São Paulo, 2016.

MACIOSKI, G; COSTA, M.M.C; CASALI, J.M. **Caracterização de argamassas estabilizadas submetidas à sucção de substrato poroso**. XI Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas. Porto Alegre, 2015.

OLIVEIRA, VALÉRIA COSTA DE. **Estudo Comportamental da Formulação, dos Requisitos e das Propriedades das Argamassas Estabilizadas de Revestimento**. 2017. 173p Dissertação (Mestrado Estruturas e Construção Civil. Universidade de Brasília. Distrito Federal. 2017.

PAES, I. N. L. **Avaliação do transporte de água em revestimentos de argamassa nos momentos iniciais pós-aplicação**. Tese de doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

RESENDE, P.S.O. **Efeito do Ar Incorporado em Argamassas de Revestimentos**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

ROMANO, C.R.O. **Incorporação de ar em materiais cimentícios aplicados em construção civil**. Tese de doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

SALOMÃO, M. C. F. (2016). **Estudo da estrutura das argamassas de revestimento e sua influência nas propriedades de transporte de água**. Tese de doutorado Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

TEMP, A.L. **Avaliação de Revestimentos de Argamassa à Permeabilidade ao Vapor de Água**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.

TREVISOL JR., L.A. **Estudo Comparativo entre as Argamassas: Estabilizada Dosada em Central, Industrializada e Produzida em Obra por meio de Ensaio Físicos nos Estados Fresco e Endurecido**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia para Desenvolvimento (Institutos Lactec), Curitiba, 2015.

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

_____. NBR 13278: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado. Rio de Janeiro, 2005.

_____. NBR 15259: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade. Rio de Janeiro, 2005.

_____. NBR 15575 - 4: Edificações habitacionais — Desempenho Parte 4: Requisitos para os sistemas de

vedações verticais internas e externas — SVVIE. Rio de Janeiro, 2013.

BAÍA, L.L.M; SABBATINI, F.H. Projeto e Execução de Revestimento de Argamassa. 4a edição. Editora O Nome da Rosa, São Paulo, 2008.

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT – CSTB. **Certification des enduits monocouches d'imperméabilisation**. Modalités d'essais. Cahiers du CSTB, Paris, Livrasion 341, n. 2669-4, juillet-août, 1993.

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION - CSTC. **Hydrofuges de surface: choix et mise em oeuvre**. Bruxelles, 1982. 24 p. (Note D'Information Technique – NIT n. 140).

SALOMÃO, M. C. F. (2016). Estudo da estrutura das argamassas de revestimento e sua influência nas propriedades de transporte de água. Tese de doutorado Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

SILVA, N.G. Argamassa de Revestimento de Cimento, Cal e Areia Britada de Rocha Calcária. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006.

SOUSA, J.G.G. Contribuição ao estudo das propriedades das Argamassas de revestimento no estado fresco. Tese de doutorado Universidade de Brasília, Brasília, 2005. VERÇOZA, E. J. Patologia das Edificações. Porto Alegre, Editora Sagra, 1991.

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

_____. NBR 13278: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado. Rio de Janeiro, 2005.

_____. NBR 15259: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade. Rio de Janeiro, 2005.

_____. NBR 15575 - 4: Edificações habitacionais — Desempenho Parte 4: Requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas — SVVIE. Rio de Janeiro, 2013.

BAÍA, L.L.M; SABBATINI, F.H. Projeto e Execução de Revestimento de Argamassa. 4a edição. Editora O Nome da Rosa, São Paulo, 2008.

SALOMÃO, M. C. F. (2016). Estudo da estrutura das argamassas de revestimento e sua influência nas propriedades de transporte de água. Tese de doutorado Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

SOUSA, J.G.G. Contribuição ao estudo das propriedades das Argamassas de revestimento no estado fresco. Tese de doutorado Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO PIGMENTO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E TRAÇÃO DE CONCRETOS DE ALTO DESEMPENHO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 03/04/2020

Amanda Vieira Noletto

Engenheira Civil, Universidade Federal do
Tocantins
Palmas –TO

<http://lattes.cnpq.br/6029683245917745>

Dalmo Gabriel da Silva Santana

Engenheiro Civil, Universidade Federal do
Tocantins
Palmas –TO

<http://lattes.cnpq.br/1983133183574035>

Beatriz Santos Neri

Graduanda em Engenharia Civil, Universidade
Federal do Tocantins
Palmas –TO

<http://lattes.cnpq.br/9822790469427117>

Maria Carolina de Paula Estevam D'Oliveira

Engenheira Civil, Professora MSc., Universidade
Federal do Tocantins
Palmas –TO

<http://lattes.cnpq.br/9241005327668658>

Salmo Moreira Sidel

Professor Doutor da Universidade Federal do
Tocantins
Palmas –TO

<http://lattes.cnpq.br/3368157237078950>

RESUMO: O crescente uso do concreto nas construções civis desperta no mercado a necessidade do desenvolvimento de diferentes tipos e de novas aplicações deste material. Das possibilidades de aplicabilidade se encontram o concreto colorido e o concreto de alto desempenho (CAD). O concreto de alto desempenho tem por principal característica as suas propriedades de resistência e durabilidade, que são superiores às dos concretos convencionais. O CAD chega a atingir resistências superiores a 50 MPA, podendo encontrar valores de até 100 MPA. Já o concreto colorido tem encontrado na arquitetura uma frequente alternativa ao seu uso em projetos, que o emprega em elementos estruturais como em placas pré-moldadas, e também em elementos não estruturais, como para estruturas de fins meramente decorativos. Nesta pesquisa desenvolveu-se um concreto de alto desempenho com adição de pigmentos, a fim de estudar a influência desta adição no comportamento mecânico do material. A análise experimental compreendeu no estudo das resistências à compressão e tração na flexão em duas cores diferentes de pigmento, na cor verde a base de óxido de cromo e na cor vermelha a base de óxido de ferro, ambos, pigmentos inorgânicos. Ao traço

utilizado como referência foram adicionados os pigmentos com bases nas especificações de seus fabricantes, esperando-se encontrar um concreto colorido de alto desempenho que mantivesse as mesmas características de um CAD comum.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto de alto desempenho; Colorido; Arquitetura.

EVALUATION OF THE INFLUENCE OF PIGMENT ADDITION ON RESISTANCE TO COMPRESSION AND TRACTION OF HIGH PERFORMANCE CONCRETES

ABSTRACT: The growing use of concrete in civilian buildings has aroused to the market the need to develop different types and new applications of this material. This possibility of applicability are colored concrete and high performance concrete (HPC). High performance concrete is characterized by its resistance and durability properties, which are superior to those of conventional concretes. The HPC reaches resistances higher than 50 MPA, being able to find values of up to 100 MPA. The colored concrete has found in architecture a frequent alternative to its use in projects, which uses it in structural elements as in precast plates, as well as in non-structural elements, as for merely decorative structures. In this research was developed a high- performance concrete with addition of pigments in order to study the influence of this addition on the mechanical behavior of the material. The experimental analysis consist the study of the tensile strength and flexural tensile strength in two different pigment colors, the green color based on chromium oxide and the red color based on iron oxide, both inorganic pigments. To the trace used as reference were added the pigments with bases in the specifications of their manufacturers, hoping to find a high-performance colored concrete that maintained the same characteristics of a common CAD.

KEYWORDS: High performance concrete; Colorful; Architecture.

1 | INTRODUÇÃO

Os chamados concretos de alto desempenho (CAD) vêm ampliando seu mercado no Brasil. A necessidade de concretos com resistências maiores do que as usuais (de 40 à 50 MPa) têm se propalado nos últimos anos. O concreto colorido de alto desempenho busca não tão somente garantir propriedades mecânicas excelentes, mas satisfazer as necessidades arquitetônicas do concreto como elemento estético. Esse concreto especial é aplicado em diversos tipos de construções, pisos, elementos decorativos, monumentos, fachadas de edifícios, pontes, e pré-moldados, além de dispensar a utilização de revestimentos.

As dificuldades apresentadas por um concreto dosado em central e aplicado em uma estrutura capaz de garantir os resultados obtidos em laboratório é um desafio que motiva pesquisadores e estudiosos a explorarem as resistências dos concretos. Alinhando a esse fator, à influência do custo da adição de cor (pigmento), blocos coloridos utilizados em pavimentações podem chegar a ser de 20% a 30% mais caros que os tradicionais

(NAKARUMA, 2003). Por conta do aumento de custos, a utilização de corantes é melhor justificada para edificações e outras construções que apresentem maior valor agregado, visto que a aplicação é proporcional ao volume de concreto utilizado. Analogamente, o CAD também é indicado para adição de corantes por conta de seu valor agregado, assim como sua estabilidade e maior resistência à ação de agentes externos.

Outra característica do CAD que torna justificável a sua utilização ao tratar de concreto colorido é o fato de que, quanto maior a resistência do concreto, menores são as seções utilizadas, influenciando diretamente nos custos da obra. Um exemplo de sucesso desta aplicação ocorreu na execução do edifício e-Tower, localizado em São Paulo, onde foram utilizados cinco pilares de sete pavimentos, com resistência à compressão média de 125 Mpa, contendo pigmento na cor terracota, conforme Hartmann e Helene (2000).

2 | MATERIAIS UTILIZADOS

Para fabricação do concreto colorido de alto desempenho foram utilizados materiais encontrados na região de Palmas – Tocantins.

- Cimento

Foi utilizado cimento tipo Portland CPV ARI, da marca CIPLAN. O cimento foi adquirido em boas condições, com sua embalagem intacta e dentro do prazo de validade.

- Agregado Miúdo

A areia utilizada foi doada pela empresa CIPLAN Cimento Planalto. Foi lavada e seca em estufa durante 24h a aproximadamente 100°C, posteriormente separada e utilizada na confecção de cada traço. Apresentou massa específica de 2732 kg/m³, e módulo de finura de 1,95.

- Agregado Graúdo

Foi utilizado brita 0, granulítica doada pela CIPLAN Cimento Planalto. A brita apresentou massa específica de 2604 kg/m³, massa unitária de 1401 kg/m³, e dimensão máxima característica de 12,5 mm.

- Sílica Ativa

A sílica adotada foi produzida pela empresa Dow Corning Silício do Brasil Indústria e Comércio. Foram utilizadas sílicas cujo diâmetro máximo era de 600 µm.

- Aditivo Hiperplastificante

Foi utilizado o aditivo hiperplastificante Viapol PLASTOL® 4100. De acordo com a ficha técnica, o produto é classificado como um aditivo hiperplastificante de pega normal, composto basicamente por uma solução de policarboxilato em meio aquoso. É um líquido viscoso de cor levemente amarelada, com massa específica de aproximadamente 1,07 g/cm³ e PH no valor de 5,7 conforme especificações do fabricante.

- Pigmento

O pigmento utilizado foi o Xadrez em pó, produzido pela empresa LANXESS, nas cores vermelho e verde. Os pigmentos são inorgânicos atóxicos à base de óxido de ferro e óxido de cromo, respectivamente. Foram adicionados a uma proporção de 10% da quantidade de cimento do traço.

3 | METODOLOGIA

Para a determinação do traço a ser estudado, foi utilizado o método desenvolvido pelo ACI (American Concrete Institute) devido à praticidade apresentada na obtenção da proporção de cada material, bem como sua redosagem para correção, se necessário, além de possibilitar uma fácil detecção de erros proporcionais.

Para o presente artigo, foi adotado o traço de referência descrito em ACI SP-154 (1995, apud MEHTA e MONTEIRO, 2006, p. 483). A quantificação unitária de material obtida foi de 1 : 0,08 : 1,77 : 2,47, sendo estas proporções relativas ao cimento, sílica ativa, agregado miúdo e agregado graúdo, respectivamente. Também foi utilizada a relação água/cimento de 0,36 e relação de aditivo hiperplastificante/cimento a 0,0072.

Como especificado anteriormente o pigmento utilizado foi do tipo xadrez, nas cores verde e vermelho. Para a avaliação da influência desses pigmentos em concretos de alto desempenho, foi adicionado 0,1 kg de pigmento para cada 1 kg de cimento utilizado na dosagem do concreto. Assim, três traços para concreto foram executados, sendo um traço utilizado como referência para parâmetro de resultados e os demais para cada tipo de pigmento, verde e vermelho.

Todos os ensaios laboratoriais e atividades necessárias foram realizados nos laboratórios de Materiais de Construção e de Tecnologia das Construções do complexo laboratorial de Engenharia Civil da Universidade Federal do Tocantins. A mistura dos materiais foi realizada em betoneira de 400 litros. A adição dos componentes do concreto na betoneira obedeceu a seguinte ordem: agregado graúdo, 1/3 da água, agregado miúdo, aglomerantes, pigmento e, por fim, o restante da água misturada com o aditivo hiperplastificante. Os corpos de prova para o estudo foram moldados em fôrmas cilíndricas metálicas com diâmetro de 100mm e altura de 200mm. Para avaliação do concreto em estado fresco, foi utilizado o ensaio de abatimento com tronco de cone. Já em estado endurecido, foram feitos ensaios de massa específica, resistência à compressão axial e resistência à tração por compressão diametral.

Os procedimentos de moldagem e cura dos corpos de prova foram realizados conforme a NBR 5738:2015, em submersão em câmara úmida. A avaliação de resistência à compressão foi realizada, NBR 5739:2018, para 3 idades (7, 14 e 28 dias), e à tração por compressão diametral em 28 dias.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

- Abatimento do tronco de cone

Para a verificação de trabalhabilidade e consistência do concreto, foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone (Slump-test), segundo orientações da norma NBR NM 67:1998.

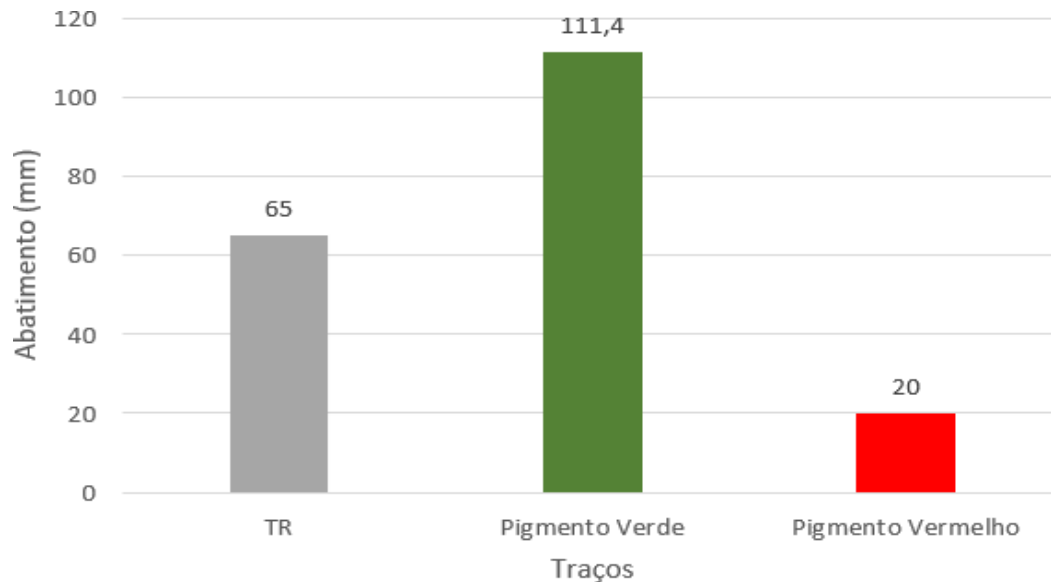


Figura 1 – Gráfico de Abatimento do Tronco de Cone

Pode-se verificar que o abatimento do traço com adição de pigmento vermelho foi reduzido em relação ao concreto de referência cerca de 69%, que pode ter ocorrido pela possível absorção de água de amassamento pelo pó do pigmento adicionado. Porém o abatimento para o traço que contém pigmento verde obteve valor com cerca de 71,4% maior que o traço sem adição de pigmento, outras pesquisas também mostram a influência do pigmento verde no abatimento do concreto, segundo Costa et al (2018), em adições de 2,5%, 5% e 10% nos traços estudados houve um abatimento máximo de 161% acima do obtido com o traço referência.

- Resistência à compressão

Com a moldagem dos corpos de prova e o processo de cura realizado, foram estudadas as resistências à compressão dos corpos de prova cilíndricos segundo a NBR 5739:2018, em diferentes idades, sendo elas: 7, 14 e 28 dias. Os resultados obtidos estão apresentados a seguir:

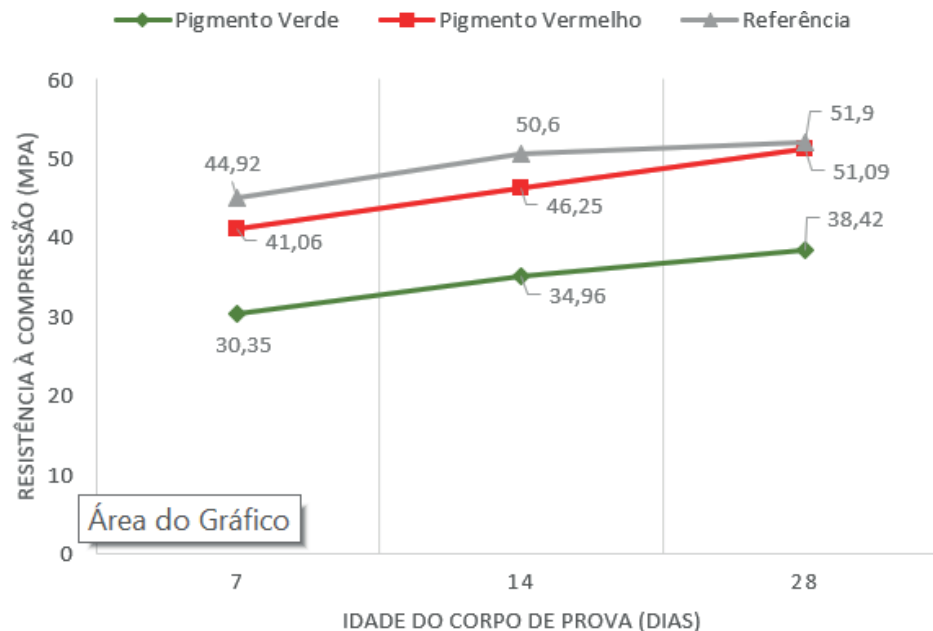


Figura 2 - Gráfico de resistência à compressão.

Observa-se que as resistências no traço com adição de pigmento verde apresentaram valores menores em relação ao concreto de referência em todas as idades estudadas, porém a taxa de crescimento destes valores difere, entre as idades de 7 e 14 dias. A taxa de crescimento de resistência foi maior no traço referência, mas entre 14 e 28 dias a razão de acréscimo na resistência foi maior no concreto com pigmento verde.

O traço com pigmento vermelho acompanhou o comportamento do traço referência ao final do período estudado (28 dias), apesar de apresentar valores menores para as idades de 7 e 14 dias. Quanto à taxa de ganho de resistência à compressão, o concreto com adição de pigmento vermelho teve valores maiores que o concreto sem adição de pigmentos nos intervalos de 7 a 14 dias e no período de 14 a 28 dias.

- Resistência à tração

Outra avaliação feita para o estudo do comportamento do concreto de alto desempenho mediante adição de pigmento foi o ensaio de resistência à tração por compressão diametral. Após a compressão diametral e com os as informações obtidas, foram determinadas a resistência à tração a partir das orientações da NBR 7222:2011, aplicando a seguinte fórmula:

$$f_{ct,sp} = \frac{2 F}{\pi d \ell}$$

onde:

$f_{ct,sp}$: é a resistência à tração por compressão diametral (MPa)

F: força máxima obtida no ensaio (KN);

d: diâmetro do corpo de prova (mm);

l: comprimento do corpo de prova (mm);

Os resultados obtidos estão representados no gráfico a seguir:

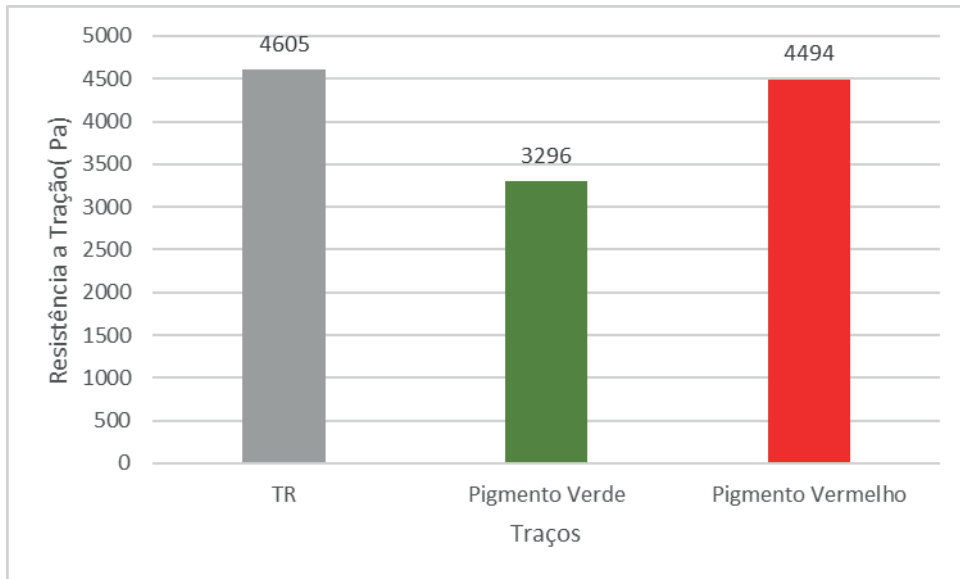


Figura 3 - Gráfico de resistências a compressão diametral dos corpos de prova na idade de 28 dias

Observando os dados gerados, conclui-se que, assim como na resistência à compressão, houve bom desempenho na resistência à tração por compressão diametral no concreto com adição de pigmento vermelho, bem como no traço referência, pois ambos obtiveram resistências com valores próximos, enquanto o traço com pigmento verde não obteve resistência na mesma escala dos demais.



Figura 4 - Corpos de prova com 28 dias.

5 | CONCLUSÃO

O uso de concreto estrutural colorido tem sido uma abordagem estudada para atender necessidades tanto visuais e arquitetônicas quanto estruturais. Uma satisfatória entrada

deste material no mercado de consumo requer que o concreto atinja alguns parâmetros de qualidade, dentre eles: boa trabalhabilidade, satisfatória resistência mecânica no estado endurecido e coloração adequada para o projeto em questão.

O estudo desta pesquisa confirma a possibilidade de produção do concreto colorido de alto desempenho, porém também mostra que o pigmento influencia de diferentes formas as características do concreto fresco e endurecido. No caso do pigmento verde houve um aumento do abatimento e uma redução da resistência quando comparado ao traço de referência, já o pigmento vermelho acompanhou as características do concreto sem pigmento. Desta forma, conclui-se que se pode produzir concretos com pigmentos, porém deve-se levar em consideração que estes podem afetar o concreto e seu desempenho.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NM 67: **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro: Abnt, 1998.

_____. **NBR 7222: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: Abnt, 2011.

_____. **NBR 5739: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: Abnt, 2018.

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

COSTA, Nathália Barros et al. **Avaliação da influência do pigmento xadrez nas características do concreto**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 60., 2018, Foz do Iguaçu. Anais Foz do Iguaçu: Ibracon, 2018. p. 1 - 11.

HARTMANN, C. T., HELENE, P. R. L. **Pilares com f_c 125 MPa: recorde mundial em Concreto de Alto Desempenho Colorido**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 42, Fortaleza, 2000. *Anais Fortaleza, CE*, 2000.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete Microstructure, Properties, and Materials – Third Edition**. Ed.: McGraw-Hill. ISBN.: 0-07-146289-9. Inglês, p. 659. 2006.

NAKARUMA, J. **Todas as cores do concreto**. Revista Técnica, n. 81. Dez. 2003. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/81/artigo287289-1.aspx>>. Acesso em: abr. 2019.

AVALIAÇÃO DO ATAQUE DE ÍONS CLORETO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, CONTENDO OU NÃO ADIÇÕES MINERAIS

Data de aceite: 01/06/2020

Data da submissão: 28/03/2020

Rayssa Valéria da Silva

Universidade Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

Lattes: <http://lattes.cnpq.br/5592644745933370>

Fuad Carlos Zarzar Júnior

Universidade Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

Lattes: <http://lattes.cnpq.br/0648775452557016>

José Wertson Gonçalo Pereira

Universidade Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

Lattes: <http://lattes.cnpq.br/5062068141585522>

Gênova Gabriela Oliveira de Paula Rocha

Universidade Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

Lattes: <http://lattes.cnpq.br/0169199961084876>

Leonardo José Silva do Vale

Universidade Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

Lattes: <http://lattes.cnpq.br/1349775024383837>

João Gabriel Souza dos Reis

Universidade Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

Lattes: <http://lattes.cnpq.br/7618863070538598>

Igor Albuquerque da Rosa Teixeira

Universidade Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

Lattes: <http://lattes.cnpq.br/5316921426149568>

Pedro Daltro Macedo de Alencar

Universidade Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

Lattes: <http://lattes.cnpq.br/4185653845985742>

José Flávio Batista Vilela

Universidade Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

Lattes: <http://lattes.cnpq.br/4386824700778336>

Carlos Fernando Gomes do Nascimento

Universidade Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

Lattes: <http://lattes.cnpq.br/8084586098803603>

RESUMO: Os íons cloreto ao penetrarem no concreto degradam a camada passivadora de óxidos do aço, quando encontrado em determinadas concentrações, acelerando o processo de corrosão. O objetivo desse trabalho é estudar tal ataque e desenvolver um concreto capaz de resistir a entrada desse agente agressivo. Utilizou-se sílica ativa para o desenvolvimento de corpos de prova de concreto para identificar sua qualidade e resistência. Essa adição mineral possui ricas propriedades

químicas que aumentam a densidade do cimento, diminui a permeabilidade reduzindo os poros do concreto. Estudou-se a qualidade do concreto em diferentes proporções de adição, com o objetivo de avaliar o comportamento mecânico e químico do concreto frente ao ataque por íons cloreto. Foi utilizada a norma internacional ASTM C1202/2019, intitulada “Método de teste padrão para indicação elétrica da capacidade do concreto de resistir à penetração de íons cloreto”. Com a finalidade de medir e verificar a resistência à penetração dos íons cloreto em cada tipo de concreto analisado.

PALAVRAS-CHAVE: Patologias, íon cloreto, sílica ativa, migração de íons, adições minerais.

EVALUATION OF THE ATTACK OF CHLORIDE IONS IN CONCRETE STRUCTURES, WHETHER OR NOT CONTAINING MINERAL ADDITIONS

ABSTRACT: When chloride ions penetrate concrete, they degrade the passive layer of steel oxides, when found in certain concentrations, accelerating the corrosion process. The objective of this work is to study such an attack and develop a concrete capable of resisting the entry of this aggressive agent. Active silica was used for the development of concrete specimens to identify its quality and strength. This mineral addition has rich chemical properties that increase the density of the cement, decrease the permeability and reduce the pores of the concrete. The quality of the concrete was studied in different proportions of addition, with the objective of evaluating the mechanical and chemical behavior of the concrete against the attack by chloride ions. The international standard ASTM C1202 / 2019 was used, entitled “Standard test method for electrical indication of the concrete’s capacity to resist the penetration of chloride ions”. In order to measure and verify the resistance to the penetration of chloride ions in each type of concrete analyzed.

KEYWORDS: Pathologies, chloride ion, active silica, migration of ions, mineral additions.

1 | INTRODUÇÃO

A forma como os íons cloreto comportam-se dentro das estruturas de concreto não estão bem estabelecidas no meio científico, pois os cloretos podem alcançar o interior das estruturas por mecanismos como água de amassamento contaminada ou após o endurecimento do concreto (SILVA, 2006). Os íons cloretos podem ser encontrados no concreto em três formas, combinados quimicamente ao aluminato tricálcico (C_3A) (sal de Friedel), fisicamente absorvido na superfície dos poros e sob a forma de íons livres (GRAUSS, 2010). A terceira forma é a que causa preocupação, pois os íons livres sempre estarão presentes na estrutura.

A utilização de uma adição mineral no concreto possibilita a diminuição da ação dos íons livres dentro do concreto. A atividade pozolânica da sílica ativa, quando adicionada ao cimento Portland, ocorre no período entre 7 e 14 dias de hidratação (NITA, 2007).

Essa adição possui ricas propriedades químicas que aumentam a densidade do cimento, diminui a permeabilidade, reduz os poros do concreto (evitando a entrada de agentes agressivos) (ABCP, 2012), por tanto a incorporação dessa adição pode alterar de maneira considerável as características do concreto.

Combinado a outros parâmetros de estudo nos ajuda a desenvolver um concreto mais resistente a penetração de íons cloreto, melhorando a qualidade e a durabilidade das estruturas de concreto armado, principalmente para regiões litorâneas. Portanto, a análise do comportamento estrutural contendo ou não essa adição é o objeto de estudo desta pesquisa.

2 | ATAQUE POR ÍONS CLORETO

De acordo com Vieira (2003), dentre as diversas condições de exposição que as estruturas de concreto armado possam ser submetidas durante sua vida útil, a presença de cloretos representa um dos mais complexos e perigosos tipos de ataque, causando sérios impactos no desempenho da estrutura.

Segundo Hansson *et al.*, (1985), pequenas concentrações de íons cloreto podem ser toleradas sem provocar o início do processo de corrosão, uma vez que, após reagirem com os aluminatos, provenientes das reações de hidratação do cimento, os íons cloreto não estarão livres para despassivar as barras de aço embutidas no concreto.

Porém, existem concentrações que tornam crítica a situação, podendo penetrar na camada de óxido passivante do aço, destruindo-a e iniciando o processo de corrosão da armadura do concreto. A penetração de íons cloreto pode ocorrer mediante estruturas porosas ou como componente dos materiais constituintes do concreto, se a concentração crítica for maior do que 0,4% em relação à massa do cimento, o início da corrosão poderá acontecer (SOUZA; RIPPER, 1998).

A NBR 6118 (2014) recomenda o uso de cimento com adições de escória ou material pozolânico como forma de minimizar o ataque destes íons e a NBR 7211 (2009) prescreve uma massa de 0,1% de cloreto em agregados como valor limite em estruturas com concreto armado.

O concreto apresenta quatro principais mecanismos de transporte de agentes agressivos: absorção capilar, permeabilidade, difusão iônica e migração iônica. Chamamos de agentes agressivos toda substância que pode desestabilizar o concreto armado: águas puras, íons cloreto e sulfatos, gás carbônico e oxigênio FERREIRA, (2003); NEPOMUCENO, (2005).

Além disso a composição do cimento, a relação a/c e o grau de hidratação influenciam na permeabilidade e, portanto, na probabilidade de penetração de íons (HELENE,1993). Segundo Cascudo (1997), o fator de maior importância no transporte de substâncias dissolvidas no interior do concreto é a porosidade. Pois, a conexão dos

poros, sua distribuição e diferentes tamanhos, determinam a possibilidade de transporte de substâncias e a sua velocidade de transporte no interior da estrutura.

3 | SÍLICA ATIVA

A sílica ativa, é um subproduto obtido nas chaminés de fundição das indústrias de liga de ferro - silício e silício metálico (Si). As características físicas e químicas da sílica ativa são determinadas de acordo com sua composição, granulometria, cor, entre outros aspectos. E são relacionadas ao aspecto de produção das ligas de silício metálico, tais como:

- Tipo de liga
- Tipo de forno
- Composição química das matérias-primas

A sílica ativa proveniente da fabricação do silício metálico é normalmente mais fina do que a proveniente da fabricação do ferro - silício, em função das diferenças nas temperaturas alcançadas pelos fornos, que tendem a diminuir à medida que aumenta a proporção de ferro na liga metálica (MEHTA, 1989).

Segundo Mehta (1986), a estrutura amorfa e o reduzido diâmetro das partículas são as principais razões que contribuem para a excelente atividade pozolânica da sílica ativa.

Sua utilização juntamente com o cimento Portland acelera a hidratação da alita (C3S) e diminui a quantidade de água não-evaporável se comparada com pastas puras de cimento Portland (TAYLOR, 1990).

Quando misturadas ao cimento Portland as partículas de sílica ativa tendem a se agregar, causando forças eletrostáticas de contato (NITA, 2007), aumentando sua superfície específica.

A sílica ativa é composta basicamente por dióxido de silício (SiO_2) e quanto maior o teor de silício na liga, maior o teor de SiO_2 da sílica ativa. (VIEIRA, 2003). Devido a essa constituição ela possui uma elevada superfície específica e uma ação química de alta resistividade.

A utilização da sílica ativa modifica as propriedades do concreto tanto no estado fresco como no estado endurecido (MEHTA, 1986); (SELLEVOLD; NILSEN, 1987). Principais benefícios proporcionados pela sílica ativa ao concreto (VIEIRA, 2003):

Estado Fresco:

- Maior coesão e estabilidade
- Menor exsudação e segregação

Estado Endurecido:

- Maior resistência mecânica

- Maior aderência aço-concreto
- Maior durabilidade

Com o aumento da durabilidade obtemos mais benefícios a estrutura, como:

- Maior resistência a ataques químicos
- Maior resistência à abrasão
- Maior absorvidade
- Maior resistividade
- Menor difusão de oxigênio
- Menor penetração de íons agressivos

Mesmo tendo diversos benefícios a estrutura, a quantidade dessa adição deve ser controlada (MANGAT; MOLLOY, 1995) afirmam que as sílicas ativas, em determinadas quantidades, podem diminuir o pH da solução dos poros, em função da reação pozolânica com o hidróxido de cálcio, diminuindo a capacidade de fixação dos íons cloreto, aumentando a relação Cl^-/OH^- . Como consequência, a sílica ativa, disponibiliza um aumento da quantidade de íons livres na estrutura dos poros, potencializando o risco de corrosão.

4 | MATERIAIS E MÉTODOS

Com o objetivo de encontrar um concreto capaz de resistir a penetração do íon cloreto, para evitar ou reduzir significativamente o ataque por íons cloreto nas estruturas de concreto, foram produzidos quatro tipos diferentes de concreto, com diferentes porcentagens de sílica ativa.

4.1 Moldagem dos Corpos de Prova

O processo de moldagem dos corpos de prova foi realizado de acordo com a norma NBR 5738 (2016), em forma de cilindro 10 cm x 20 cm. Após a moldagem, foi feito o ensaio de “Determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone”, conforme a NBR NM 67 (1996). A desforma dos corpos de prova ocorreu 24 horas após a moldagem e em seguida eles foram colocados em um tanque com água potável para realização da cura por via úmida.

Partindo da relação água/cimento 0,48 e do consumo de cimento de 433 kg/m³, obtivemos uma proporção de 1:2:2, que foi utilizado em todos os corpos de prova confeccionados. O cimento utilizado na moldagem foi o CP II Z – 32, brita 1 (diâmetro variando entre 9,5 mm e 19 mm) como agregado graúdo e areia fina como agregado miúdo. Por tanto, a resistência característica (f_{ck}) média de 32 MPa, para todos os corpos de prova.

Foram produzidos concretos com 0% (convencional) de sílica ativa, para

serem utilizados como parâmetro com os demais concretos com a adição, que foram respectivamente, de 5%, 10% e 15% de adição de sílica ativa em relação à massa de cimento. A sílica ativa, em geral, possui diâmetro médio da ordem de $0,1 \mu\text{m}$ e área superficial específica entre 15 e 25 m^2/kg (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

4.2 Ensaio de Migração de Íons Cloreto

O concreto produzido foi analisado através do desenvolvimento da norma internacional ASTM C1202/2019, ensaio intitulado “Método de teste padrão para indicação elétrica da capacidade do concreto de resistir à penetração de íons cloreto”. Esse ensaio, não normatizado no Brasil, consiste na aplicação de uma carga elétrica de 60 V, em um corpo de prova (CP) de concreto cilíndrico de 10 cm x 5 cm. Após a moldagem dos corpos de prova eles foram cortados nas medidas pedidas na norma, ela sugere o uso apenas da face superior do corpo de prova, os primeiros 5 cm.

Porém, de acordo com (MEDEIROS, 2012) não existe influência significativa nos resultados do ensaio de migração de íons, utilizando mais de uma fatia do corpo de prova, além da superior, como sugerida na norma. Para essa pesquisa foram utilizadas quatro fatias de cada concreto produzido, sendo apenas a primeira fatia analisada, retirada da face superior do corpo de prova, os chamados de CP1.

Como especifica a norma, antes da realização do ensaio os corpos de prova ficaram durante 18h no vácuo submersos em água, com pressão de 50 mmHg, como mostra na Figura 1, com a finalidade de preencher todos os vazios da microestrutura do concreto.



Figura 1: Corpos de Prova no vácuo, antes da realização do ensaio no laboratório de Química da Universidade Católica de Pernambuco. (Fonte: Autores, 2019).

Após o vácuo, o corpo de prova é seco superficialmente e colocado na célula de indução para o início do ensaio. Uma das faces do corpo de prova tem contato com uma solução de Cloreto de Sódio (NaCl) a 3% e a outra com uma solução de Hidróxido de Sódio (NaOH) 0,3N.

Entre o corpo de prova e as soluções foi colocada uma tela condutora, que está

ligada a um circuito associado em série, recebendo uma tensão de 60 V. O ensaio tem duração de 6h e a cada 30 minutos é registrada a corrente que está passando no corpo de prova. Durante os ensaios a temperatura ambiente foi controlada e permaneceu em média 24°C, durante todos os ensaios. A Figura 2 mostra o circuito durante a execução do ensaio.

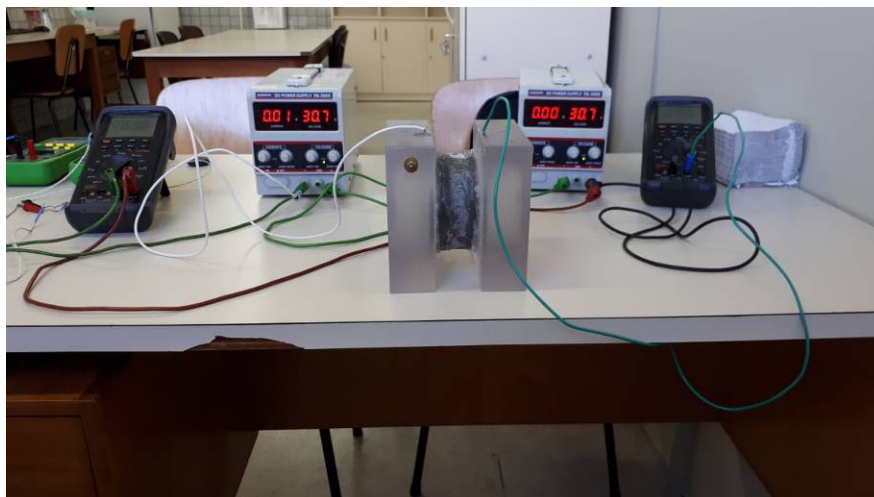


Figura 2 – Configuração do ensaio de migração realizado no laboratório de física da Universidade Católica de Pernambuco. (Fonte: Autores, 2019).

Como especificado na norma, ao final do ensaio o cálculo da carga total passante no corpo de prova durante o ensaio é encontrado de acordo com a fórmula:

$$Q = 900 (I_0 + 2I_{30} + 2I_{60} + 2I_{90} + \dots + I_{360})$$

Onde:

I – é a corrente a cada 30 minutos até os 360 minutos, em Ampere;

Q – é a carga total passante durante todo o ensaio, em Coulomb;

Ao obter a carga total passante, utiliza-se o Quadro 1, mostrado a seguir, disponibilizada pela própria norma ASTM C1202/2019, para a determinação da Resistência à penetrabilidade de íons cloreto no concreto.

Carga Total (Coulomb)	Penetrabilidade de Íons Cloreto
>4.000	Alto
2.000 - 4.000	Moderado
1.000 - 2.000	Baixo
100 - 1.000	Muito Baixo
<100	Inexistente

Quadro 1 – Penetrabilidade de íons cloreto baseado na carga passante. (Fonte: Norma ASTM C1202/2019).

5 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Concreto com 0% de Sílica Ativa

Primeiramente produziu-se o concreto experimental com 0% de sílica ativa, onde o abatimento foi de 0 (zero) cm. O ensaio de migração de íons foi feito com quatro fatias do corpo de prova, sendo a fatia número 1, retirada da face superior do corpo de prova, como determinado em norma. O Quadro 2 mostra os resultados comparativos desses primeiros ensaios.

	CP 1	CP 2	CP 3	CP 4
Corrente (A)				
I0	0,1623	0,1429	0,1240	0,1575
I30	0,1982	0,1676	0,1489	0,1868
I60	0,2138	0,1836	0,1622	0,2004
I90	0,2274	0,1956	0,1732	0,2123
I120	0,2411	0,2035	0,1811	0,2182
I150	0,2452	0,2098	0,1877	0,2226
I180	0,2530	0,2143	0,1908	0,2264
I210	0,2552	0,2188	0,1928	0,2260
I240	0,2600	0,2210	0,1943	0,2271
I270	0,2658	0,2243	0,1950	0,2286
I300	0,2682	0,2261	0,1955	0,2280
I330	0,2724	0,2272	0,1950	0,2292
I360	0,2373	0,2315	0,1968	0,2276
Carga Total Passante (C)				
Q t	5.220,18	4.462,20	3.918,42	4.676,67

Quadro 2: Correntes e Carga Total passante nos CP's sem Sílica Ativa.

De acordo com o Quadro 1, quando a carga total passante é maior que 4.000 C, o concreto tem alta probabilidade de penetração de íons cloreto. Isso ocorreu em três dos corpos de prova analisados, sendo o CP 3 o único que obteve uma carga menor que 4.000 C, sendo considerado com moderada probabilidade de penetração. Mas, tirando uma média aritmética dos resultados, obtemos uma carga total passante de 4.569,37 C, o que enquadra o traço com alta probabilidade de penetração de íons cloreto.

5.2 Concreto com 5% de Sílica Ativa

O segundo tipo de concreto analisado contém a menor porcentagem de adição analisada nesse estudo, foi produzido com 5% de sílica ativa, onde foi necessário utilizar 0,4% da massa de cimento de um aditivo superplastificante, para melhorar a trabalhabilidade do concreto, resultando em um abatimento de 3 (três) cm. O Quadro 3 mostra os resultados dos ensaios com essas proporções.

	CP 1	CP 2	CP 3	CP 4
Corrente (A)				
I0	0,0766	0,0717	0,0689	0,0758
I30	0,0834	0,0767	0,0779	0,0784
I60	0,0872	0,0803	0,0826	0,0798
I90	0,0915	0,0828	0,0864	0,0812
I120	0,0939	0,0844	0,0903	0,0826
I150	0,0960	0,086	0,0927	0,0841
I180	0,0983	0,0868	0,0946	0,0853
I210	0,1006	0,0869	0,0964	0,1004
I240	0,1024	0,0881	0,0996	0,1036
I270	0,1028	0,0884	0,1013	0,1039
I300	0,1045	0,0878	0,1028	0,1041
I330	0,1052	0,0881	0,1056	0,1053
I360	0,1052	0,0881	0,1063	0,1058
Carga Total Passante (C)				
Q t	2.082,06	1.829,16	2.012,04	1.979,1

Quadro 3: Correntes e Carga Total passante nos CP's com 5% de Sílica Ativa.

De acordo com o Quadro 3, a carga total passando em cada corpo de prova variou entre 1.800 C e 2.100 C, aproximadamente, enquadrando os CP's 2 e 4, em baixa probabilidade de penetração e os CP's 1 e 3, em moderada probabilidade de penetração, de acordo com o Quadro 1. Contudo, a carga média passante para esses concretos foi de 1.974,42 C, indicando que esse concreto tem baixa probabilidade de penetração de íons cloreto, mesmo estando bem próximo da margem de moderada probabilidade de penetração (entre 2.000 C e 4.000C).

5.3 Concreto com 10% de Sílica Ativa

O terceiro tipo de concreto analisado foi confeccionado com 10% de sílica ativa, sendo necessária a utilização de 0,5 % da massa de cimento, de aditivo superplastificante, para melhorar a trabalhabilidade do concreto, obtendo um abatimento de 0 (zero) cm. O Quadro 4, mostra os resultados da análise desse concreto.

	CP 1	CP 2	CP 3	CP 4
Corrente (A)				
I0	0,0451	0,0448	0,0405	0,0398
I30	0,0477	0,0484	0,0416	0,0436
I60	0,0489	0,0493	0,0430	0,0458
I90	0,0500	0,0510	0,0448	0,0479
I120	0,0510	0,0533	0,0459	0,0498
I150	0,0520	0,0549	0,0475	0,0512
I180	0,0530	0,0568	0,0484	0,0528
I210	0,0540	0,0578	0,0496	0,0536
I240	0,0544	0,0588	0,0505	0,0543

I270	0,0549	0,0595	0,0510	0,0554
I300	0,0552	0,0605	0,0516	0,0560
I330	0,0554	0,0612	0,0524	0,0567
I360	0,0552	0,6170	0,0533	0,0570
Carga Total Passante (C)				
Q t	1.127,97	1.696,32	1.031,76	1.107,90

Quadro 4: Correntes e Carga Total passante nos CP's com 10% de Sílica Ativa.

De acordo com o Quadro 4, carga média passante em todos os corpos de prova ficou entre 1.000 C e 2.000 C, o que indica uma baixa probabilidade de penetração de íons cloreto, de acordo com o Quadro 1, com carga total média de 1.240,99 C.

5.4 Concreto com 15% de Sílica Ativa

O último tipo de concreto analisado foi produzido com 15% de sílica ativa, onde foi necessário utilizar 1% da massa de cimento de um aditivo superplastificante, obtendo um abatimento de 12 (doze) cm. O Quadro 5 mostra os resultados dos ensaios com esse concreto.

	CP 1	CP 2	CP 3	CP 4
Corrente (A)				
I0	0,0138	0,0160	0,0149	0,0134
I30	0,0139	0,0140	0,0142	0,0132
I60	0,0140	0,0142	0,0144	0,0134
I90	0,0141	0,0143	0,0145	0,0136
I120	0,0140	0,0143	0,0145	0,0138
I150	0,0140	0,0144	0,0145	0,0139
I180	0,0141	0,0144	0,0144	0,0140
I210	0,0141	0,0145	0,0144	0,0141
I240	0,0143	0,0146	0,0144	0,0142
I270	0,0145	0,0147	0,0146	0,0143
I300	0,0146	0,0150	0,0148	0,0144
I330	0,0148	0,0150	0,0148	0,0144
I360	0,0149	0,0152	0,0149	0,0145
Carga Total Passante (C)				
Q t	307,35	315	313,92	301,05

Quadro 5: Correntes e Carga Total passante nos CP's com 15% de Sílica Ativa.

De acordo com o Quadro 5, caso extremo, onde a porcentagem de sílica ativa é a maior analisada, a carga total média passante nos corpos de prova foi de 309,33 C, de acordo com o Quadro 1, para cargas entre 100 e 1.000 C, a probabilidade de penetração de íons cloreto é muito baixa. E esse resultado é observado em cada corpo de prova separadamente.

A Figura 3 mostra um comparativo das cargas médias passantes nos quatro concretos

analisados.

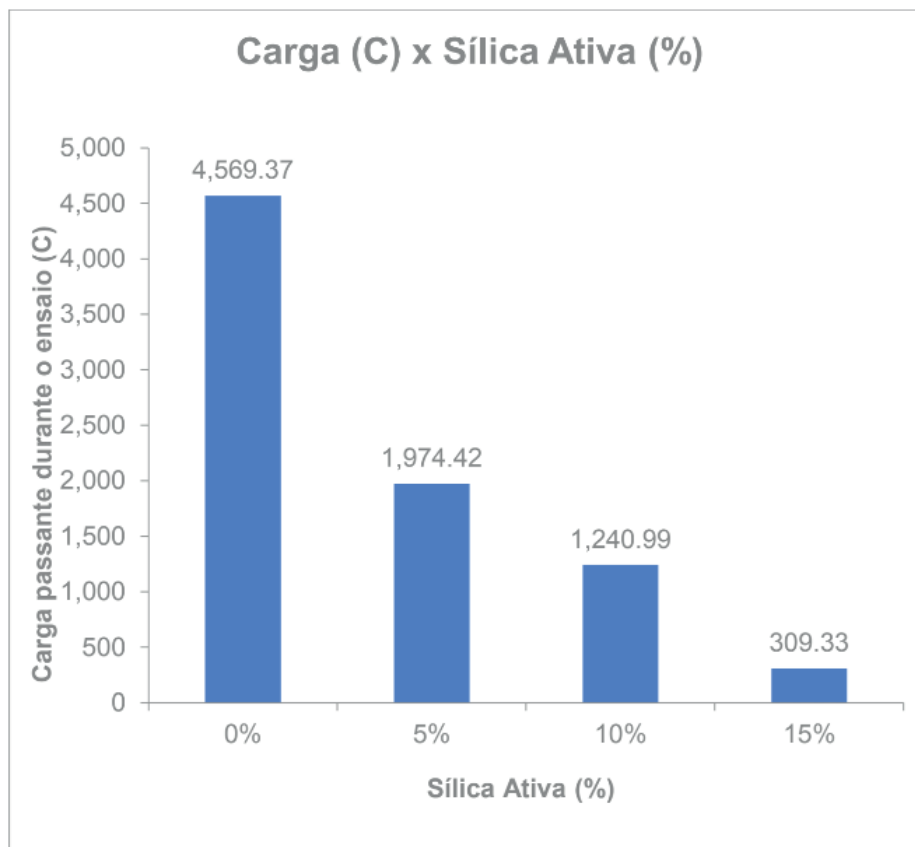


Figura 3: Mostra as cargas médias passantes para cada tipo de concreto, com suas diferentes porcentagens de Sílica Ativa.

6 | CONCLUSÕES

O presente trabalho teve por objetivo avaliar a eficiência de diferentes porcentagens de sílica ativa quando adicionadas ao concreto frente a ação de íons cloreto, submetidos ao ensaio de resistência a penetração de íons cloreto normatizado pela ASTM C1202/2019. A análise dos resultados dos ensaios permitiu um melhor conhecimento sobre o efeito da adição de sílica ativa no concreto frente a ação de íons cloreto. Pode-se concluir através do presente estudo que:

- O uso do cimento Portland Pozolânico, sem nenhuma adição, não demonstrou bons resultados quando submetidos ao ensaio, expressando que a porcentagem de material pozolânico de sua composição não são suficientes para a proteção da estrutura contra esse ataque;
- O valor total da carga passante diminui à medida que aumenta a porcentagem de sílica ativa no concreto, resultando em uma maior resistência a penetração de íons cloreto;
- O concreto contendo a maior porcentagem de sílica ativa (15%), apresentou a menor carga passante durante o ensaio, resultando em uma maior resistência a penetração de íons cloreto;

- Foi comprovado que o uso de fatias de qualquer parte do corpo de prova não resulta em alterações significativas nos ensaios, não sendo necessário apenas o uso da fatia superior do corpo de prova, como apresentado na norma.

Da comparação das porcentagens analisadas nesse estudo, é possível concluir que quanto maior a porcentagem de sílica ativa adicionada ao concreto, melhor sua resistência à penetração de íons cloreto, por tanto menor probabilidade de ocorrer ataque por íons cloreto na estrutura.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento Portland**. São Paulo, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados para concreto – especificações. NBR 7211-2005**: Brasil, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. NBR NM 67**: Brasil, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. NBR 5738-2016**: Brasil, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de estruturas de concreto – procedimento. NBR 6118-2014**: Brasil, 2014.

ASTM C1202 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIAL. **Standard Test Method for Electrical indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration. ASTM C1202-2019**: Estados Unidos, 2019.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas**. São Paulo: PINI, 1997.

FERREIRA, R. B. **Influência das adições minerais nas características do concreto de cobrimento e seu efeito na corrosão de armaduras induzida por cloretos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2003.

GRAUSS, C. **Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimento submetidos a tratamento superficial**. Dissertação (Mestrado) Programa de pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Santa Catarina, 2010.

HANSSON, C. M, STRUNGE, H; MARKUSSEN, J. B.; FROLUND, T. **The effect of cement type on the diffusion of chloride**. Nordic Concrete Research, Dinamarca, n.4, p. 70-80, 1985.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. São Paulo, 1993. 231p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

MANGAT, P. S.; MOLLOY, B. T. **Chloride binding in concrete containing PFA, gbs or silica fume under sea water exposure**. Magazine of Concrete Research, v.47, n.171, p. 129-141,1995.

MEDEIROS, M. H F. **Ensaio de migração de cloretos para concreto: influência do número de fatias extraídas**. Artigo, Revista de Minas, Ouro Preto, Programa de pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal do Paraná. São Paulo, 2012.

MEHTA, P. K. **Condensed silica fume**. In: SWAMY, R. N. *Concrete Replacement Materials*, (Concrete technology and design; v.3) London, Surrey University Press, 1986. Cap.5, p. 134-170.

MEHTA, P. K. Pozzolanic and cementations by-products in concrete. Another look. In: **International conference on the use of fly ash, silica fume, slag, and natural pozzolans in concrete**, 3., 1989, Trondheim, Norway. Proceedings... Detroit: American Concrete Institute, 1989. V2, p. 1-44. (ACI Special Publication, 114).

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. M. **Concreto: microestrutura, propriedade e materiais**. 3 ed. São Paulo. IBRACON, 2008.

NEPOMUCENO, A. A. **Mecanismo de transporte de fluidos no concreto**. In: *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*, São Paulo: IBRACON, 2005, v. 2.

NITA, C; VANDERLEY, M. J. **Materiais pozolânicos: o metacaulim e a sílica ativa**. Boletim técnico da Escola Politécnica da USP. São Paulo, 2007.

SELLEVOLD, E. J.; NILSEN, T. Condensed silica fume in concrete: a world review. In: Malhotra, V.M. **Supplementary cementing materials for concrete**. Ottawa, CANMET, 1987, Cap. 3, p. 167-243.

SILVA, D. R, **Estudo de inibidores de corrosão em concreto armado, visando a melhoria na sua durabilidade**. Dissertação (Doutorado) Programa de pós-Graduação em Ciência e Engenharia de materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Rio Grande do Norte, 2006.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

TAYLOR, H. F. W. **Cement Chemistry**. London: Academic Press, 1990. 475 p.

VIEIRA, F. M. P. **Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras em concretos com adição de sílica ativa**. Dissertação (Doutorado) Programa de pós-Graduação em Engenharia de Minas, metalúrgica e materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Rio Grande do Sul, 2003.

VIEIRA, G. L. **Estudo do processo de corrosão sob a ação de íons cloreto em concretos obtidos a partir de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição**. Porto Alegre, 2003. 163p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DA ADIÇÃO DE METACAULIM NO CONCRETO FRENTE À PENETRAÇÃO DE ÍONS CLORETO

Data de aceite: 01/06/2020

Jefferson Thales Siqueira Gomes

Cetro Universitário do Vale do Ipojuca

Caruaru – PE

lattes.cnpq.br/1471349720815343

Emerson José da Silva

Centro Universitário do Vale do Ipojuca

Caruaru-PE

lattes.cnpq.br/7381858834545638

RESUMO: Muitos pesquisadores consideram a corrosão por íons cloreto o tipo mais severo de manifestação patológica que ataca as estruturas de concreto armado, dito isto, têm-se observado a necessidade de implementar ao concreto materiais que pudessem auxiliar no combate a este tipo de patologia, o que levou ao aumento do uso das adições minerais, seja por adição ou por substituição. Assim, o principal objetivo deste estudo é avaliar os efeitos do uso do Metacaulim como adição, frente à penetração de íons cloreto, sendo a relevância deste trabalho justificada pela busca de conhecimentos que apresentem parâmetros para correta utilização deste material, assegurando os benefícios trazidos por ele em relação à redução da penetração de íons cloreto.

Para realização de tal análise, foram moldados 92 corpos de prova com 4 traços de concreto, onde, através de percentuais de 0, 5, 10 e 15% foram realizados ensaios de resistência à compressão, resistência à tração, absorção por capilaridade e de avaliação da profundidade de penetração de íons cloreto. Através destes ensaios foi possível observar um aumento da resistência mecânica com valores que chegam a um crescimento de aproximadamente 23% para resistência à compressão e uma resistência à tração que representa cerca de 15% quando comparada à resistência à compressão. Além de uma redução de 45,24% na permeabilidade do concreto, e uma redução de até 44,71% no avanço da frente de cloretos. Com a conclusão da pesquisa observou-se que o uso do Metacaulim proporcionou modificações favoráveis no concreto que podem ser capazes de aumentar sua durabilidade e vida útil, e melhorar o desempenho do material.

PALAVRAS-CHAVE: corrosão. manifestações patológicas. íons cloreto. metacaulim. adições minerais.

EVALUATION OF THE EFFECTS OF THE ADDITION OF METACAULIM IN CONCRETE AGAINST THE PENETRATION OF CHLORIDE IONS

ABSTRACT: Many researchers consider the corrosion by chloride ions the most severe of pathological manifestation that attacks reinforced concrete structures, from this, it has been observed the need to implement to the concrete materials that could help in the combat to this kind pathology, what takes the increase in the use of mineral additives, for addition or substitution. Therefore, the principal propose of this study is evaluate the effects of use the Metacaulim as addiction, against the penetration of chloride ions, being the relevance of this work justified by the search for knowledge that present parameters for correct use of this material, guaranteeing the benefits brought by it regarding the reduction of penetration of chloride ions. For such analysis, 92 proof bodies were performed with 4 concrete trace, wich, through percentages of 0, 5, 10 and 15% tests of resistance to compression, tensile strength, capillary absorption and penetration depth evaluation of chloride ions were performed. Through these tests it was possible to observe an increase of mechanical resistance with values that reach a growth of about 23% for compressive strength and a tensile strength that represent about 15% when compare to resistance to compression. Besides a reduction of 45,24% in the permeability of the concrete, and a reduction of up to 44,71% in front of chloride. With the conclusion of the research it was observed that the use of Metacaulim provided favorable modifications in the concrete witch may be able to increase its durability and lifespan, and improve the material performance.

KEYWORDS: corrosion. pathological manifestation. chloride ions. metacaulim. mineral additives.

1 | INTRODUÇÃO

Na construção civil, o concreto é o material mais utilizado no mundo para o desenvolvimento de estruturas, com números que chegam a 11 bilhões de toneladas de concreto consumidos anualmente e que, segundo a Federación Iberoamericana de Hormigón Premezclado (FIHP). Duas características do concreto contribuíram para disseminação de seu uso: por ser um composto plástico, quando em estado fresco, permite sua modelagem em diversas formas e tamanhos; e sua resistência, no estado endurecido, análoga a de rochas minerais. (PEDROSO, 2009)

Devido ao amplo uso nas construções, passou a existir uma necessidade de concretos modificados, que pudessem atender as diversas exigências apresentadas nas novas estruturas. Assim, a indústria de adições para concreto tem preparado numerosos produtos que adicionados ao concreto podem modificar algumas de suas propriedades, permitindo a obtenção de concretos com variadas características de acordo com a necessidade do consumidor. (MARTIN, 2005)

Diante desta busca por melhoria das características do concreto temos as adições

pozolânicas. Este tipo de adição busca conferir ao concreto uma maior durabilidade melhorando seu desempenho e aumentando a vida útil do material. (Fonseca, 2010)

O uso das adições permite tanto a melhora das características técnicas do concreto utilizado, como também exerce influência na redução dos impactos ambientais e extração de matérias-primas, redução da poluição gerada, além das justificativas econômicas, por possuírem menores custos e preços em relação ao cimento Portland ou ao clínquer Portland. (Dal Molin, 2005)

Contudo, apesar desta evolução na indústria dos materiais de construção civil, ainda é observado uma grande ocorrência de manifestações patológicas que atuam nas estruturas. Cascudo e Helene (2001), afirmam que a corrosão de armaduras em estruturas de concreto constitui um dos problemas de maior exponência no contexto da patologia das construções. Em um estudo conduzido pela professora doutora Joseanne Maria Rosarola Dotto os gastos governamentais com recuperação de estruturas de obras públicas devido ao desenvolvimento do processo corrosivo no Brasil chegam a um valor de R\$ 800 milhões por ano. (SANTOS, 2012)

Segundo Dal Molin (2005), a adição de pozolanas mais ativas como é o caso do Metacaulim (MTC), seria responsável por uma considerável melhora em sua resistência. Devido ao refinamento dos poros e dos cristais presentes na pasta de cimento, exercem uma importante influência no aumento das resistências mecânicas, ao mesmo tempo que contribui para redução da penetração de agentes agressivos ao concreto.

Assim, este trabalho tem como objetivo analisar os benefícios proporcionados pelo uso do Metacaulim no que diz respeito a penetração de agentes agressivos, a fim de reduzir a ocorrência de corrosão da armadura presente no concreto. Bem como avaliar as modificações proporcionadas pelo uso deste tipo de adição com relação às propriedades físico-químicas e mecânicas apresentadas pelo concreto.

1.1 Corrosão da armadura

Cascudo (2005) explica que a corrosão é um processo de deterioração do metal existente no concreto o que resulta na perda de seção das barras utilizadas na armadura das peças. Simultaneamente ao processo de perda da seção ocorre a formação de produtos expansivos, que se acumulam provocando tensões internas e conseqüentemente causando fissuras no concreto, o que posteriormente acarretará na perda da camada de cobrimento da peça. Este processo, se não realizada a intervenção, resultará no colapso total da estrutura.

A deterioração das barras de aço presentes no concreto, segundo Gentil (2011), ocorre em decorrência do ataque de íons cloretos no interior da peça, estes íons agem suprimindo a película passivante e proporcionando as condições necessárias para o processo de corrosão.

1.1.1 Corrosão eletroquímica

A corrosão do aço no concreto armado ocorre por meio de um processo eletroquímico, que segundo Callister e Rethwisch (2013), traduz-se por uma reação química onde verifica-se uma transferência de elétrons de uma espécie química para outra. Assim, uma parte do metal torna-se anódica, ou seja, perderá elétrons para a outra região do metal que receberá os elétrons tornando-se catódica, como observado na Figura 1.

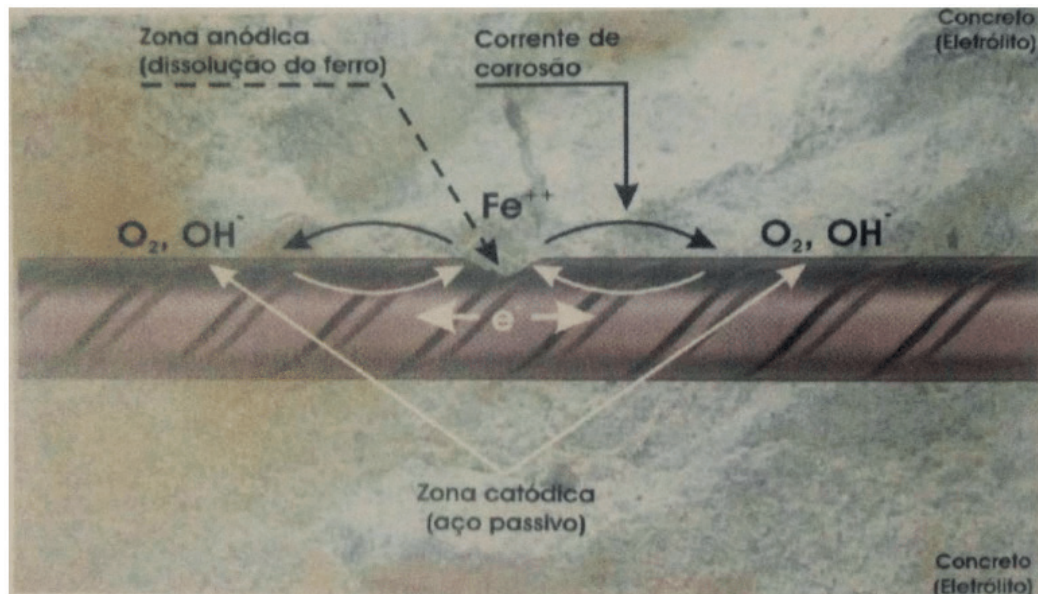


Figura 1–Pilha eletroquímica de corrosão no concreto armado

FONTE: Isaia (2005), Vol. 2, p

No concreto armado, os dois efeitos principais que são motivos de falhas no desempenho estrutural das peças são a perda de seção das barras de aço devido ao processo eletroquímico descrito, onde em função da migração dos íons nas reações anódicas e catódicas ocorre a diminuição da seção da barra na área catódica e acúmulo dos produtos de corrosão ao redor da armadura, na área catódica. O acúmulo destes produtos de corrosão é o agente ocasionador do segundo efeito principal, onde os produtos de corrosão gerados são produtos expansivos que ao se acumularem, ocupam volumes no interior do concreto que, segundo Mehta e Monteiro (2008), dependendo do estado de oxidação, pode chegar a um aumento de volume de 600% em relação ao metal original. Este aumento de volume é ilustrado na Figura 2.

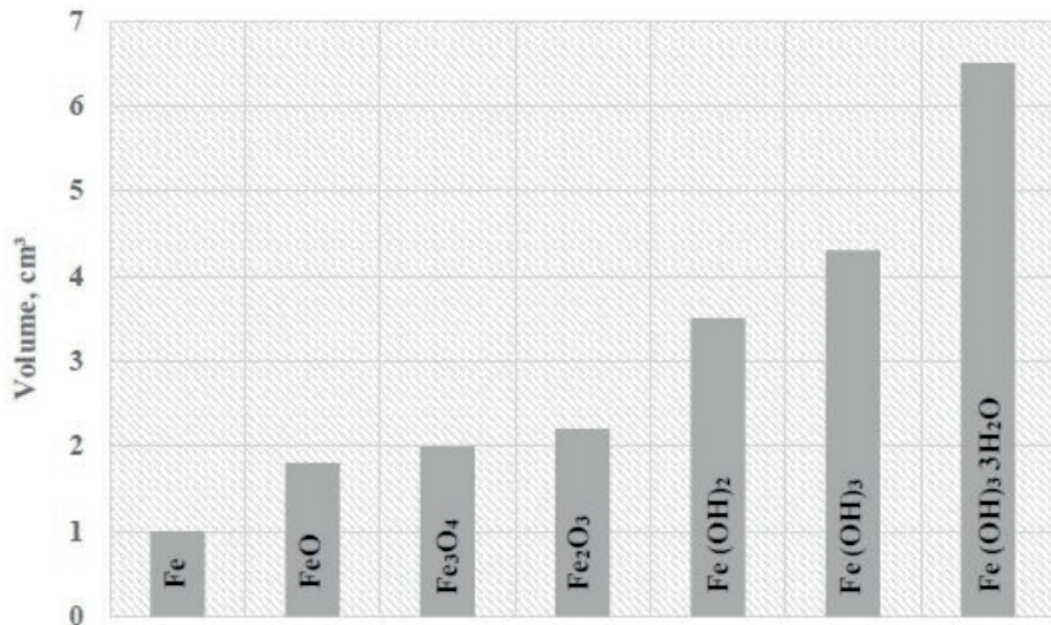


Figura 2—Aumento de volume sólido com relação ao estado de oxidação

FONTE: Mehta e Monteiro (2008), p. 180. Adaptado pelo autor.

Cascudo (2005) explica que o aumento de volume mostrado na Figura 2 pode causar no concreto, tensões internas. com valores que podem chegar a 15MPa, os esforços causados por essas tensões resultam em fissuras na peça de concreto. As fissuras causadas pelo esforço gerado no interior do concreto vão aumento de acordo com o avanço do processo corrosivo, o que posteriormente resultará no lascamento do concreto e destacamento da camada de cobrimento.

1.2 Adições minerais

Um dos materiais utilizados para melhorar as características dos concretos produzidos são as adições minerais, que podem ser usadas tanto com o objetivo de somar, ou como forma de substituição parcial da matéria-prima cimento, já que possui propriedades similares.

O emprego das adições minerais proporciona principalmente melhorias das características técnicas do material, visto que tem a capacidade de modificar a estrutura interna da pasta de cimento hidratada, interagindo química e fisicamente com os produtos da hidratação do clínquer ou do cimento, como explicado por Silva (2007). Esta interação resulta em materiais cimentícios com melhores propriedades que vão desde melhoria na trabalhabilidade do concreto até a garantia da durabilidade necessária às condições de serviço.

De acordo com Silva (2007), as adições minerais são classificadas conforme sua ação físico-química, sendo divididas em três grandes grupos: material pozolânico, material cimentante e fíler. Dentro do grupo dos materiais pozolânicos, tem-se o metacaulim, que deterá uma maior atenção deste estudo, com o objetivo de compreender os efeitos

causados no concreto.

1.2.1 Metacaulim

O metacaulim é um tipo de adição mineral sílico-aluminoso proveniente da calcinação, entre 600°C e 900°C, de argilas caulínicas e os caulins resultando em um material pozolânico amorfo. A obtenção deste material ocorre devido à desidroxilação da estrutura cristalina da caulinita durante o processo de calcinação.

Fonseca (2010) afirma que o metacaulim é basicamente constituído de sílica e alumínio no estado amorfo, o que ao reagir com hidróxido de cálcio produzido na hidratação do cimento Portland, formam o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e o hidroaluminosilicato de cálcio. Assim, é correto afirmar que a presença desta adição confere ao concreto características especiais com relação à durabilidade e desempenho mecânico quando comparado a concretos produzidos sem a presença do metacaulim.

Devido à melhoria destas características técnicas obtidas através de sua atividade como material pozolânico o interesse pelo uso do metacaulim, seja como adição mineral ou como substituição parcial do cimento Portland, na produção de concreto tende a crescer cada vez mais.

2 | METODOLOGIA

Para avaliar o efeito da presença de metacaulim no concreto quanto à ação dos cloretos foram utilizados como amostras corpos de prova (CP) cilíndricos confeccionados em concreto, com dimensões de 10x20 cm, além da concepção de 4 traços de concreto sendo o concreto de referência, sem adição, e mais 3 traços com adição de Metacaulim.

O traço utilizado para produção dos corpos de prova foi o traço padrão 1 : 2 : 3 e um $\alpha=50\%$. A quantidade de adição foi acrescentada em 5% para cada composição dos corpos de prova, dentro de um intervalo de 0 a 15% com relação à massa de cimento. Os traços são descritos no Quadro 1.

Tipo de Traço	Traço com relação á massa de cimento (1 : a : b : a/c : adição)
T0	1 : 2 : 3 : 0,54 : 0%
T1	1 : 2 : 3 : 0,54 : 5%
T2	1 : 2 : 3 : 0,56 : 10%
T3	1 : 2 : 3 : 0,59 : 15%

Quadro 1–Aumento de volume sólido com relação ao estado de oxidação

FONTE: Autor.

Como a trabalhabilidade do concreto foi fixada para um valor de 80 ± 20 mm no

Slump Test, foi necessário uma variação na relação água/cimento para que este valor fosse atendido.

2.1 Materiais Utilizados

2.1.1 Cimento

O cimento utilizado para composição dos corpos de prova foi o cimento Portland do tipo CII F-32, devido ao comum uso deste tipo de cimento na região. Além disso, é um cimento que não possui necessariamente adição pozolânica em sua composição, o que poderia interferir no resultado final das análises.

2.1.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado na composição dos CPs foi uma areia natural. As características granulométricas do agregado são apresentadas no Quadro 2 e na Figura 3.

Agregado miúdo - Amostra 1				
Peneiras (μm)	Massa (g)	%		
		Retida	Acumulada	passante
4750	5	1	1	99
2360	51,2	10,24	11,24	88,76
1180	82,3	16,46	27,7	72,3
600	130,2	26,04	53,74	46,26
300	113,6	22,7	76,46	23,56
150	69,4	13,88	90,34	9,68
Fundo	48,3	9,66	100	0,02

Quadro 2–Distribuição granulométrica do agregado miúdo

FONTE: Autor.

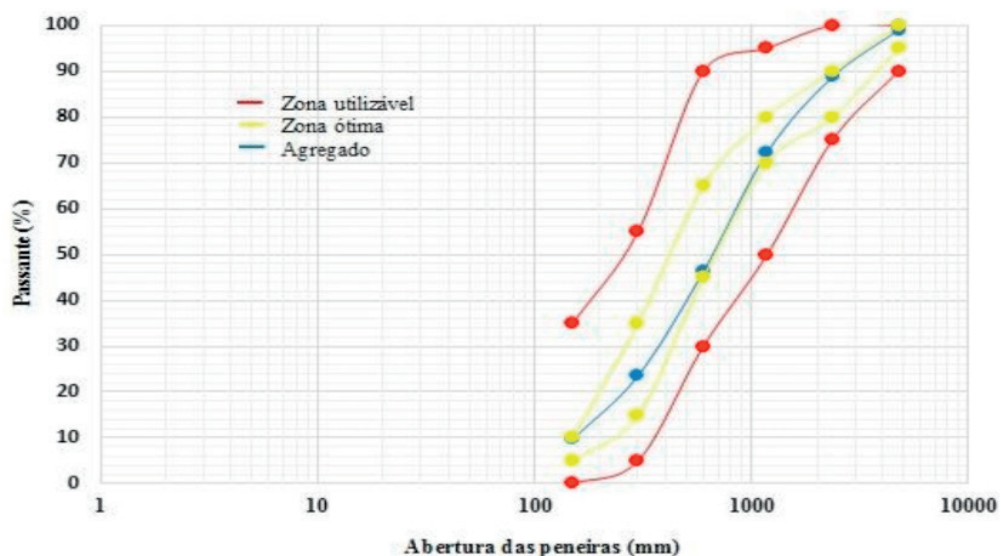


Figura 3 –Curva granulométrica do agregado miúdo

FONTE: Autor.

2.1.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado na composição dos CPs foi pedra britada.

As características granulométricas do agregado são apresentadas no Quadro 3 e na Figura 4.

Agregado graúdo				
Peneiras (μm)	Massa (g)	%		
		retida	acumulada	passante
75000	0	0	0	100
50000	0	0	0	100
37500	0	0	0	100
25000	2973,2	59,464	59,464	40,536
19000	919,4	18,388	77,852	22,148
12700	884,1	17,682	95,534	4,466
9500	120,5	2,41	97,944	2,056
6300	87,8	1,756	99,7	0,3
4750	9,3	0,186	99,886	0,114
Fundo	5,7	114	100	0

Quadro 3–Distribuição granulométrica do agregado graúdo

FONTE: Autor.

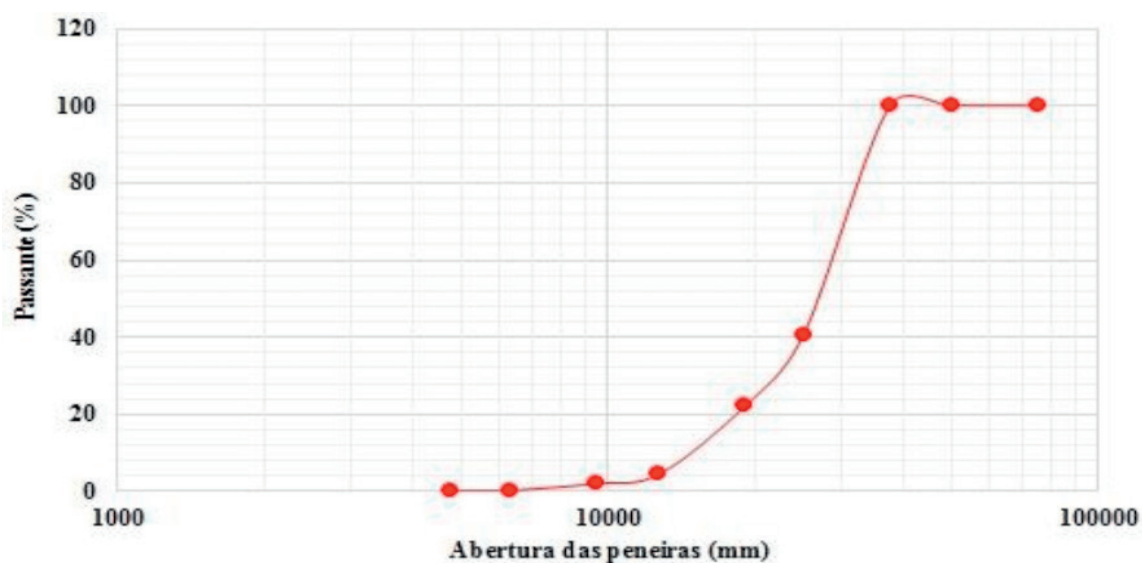


Figura 4–Curva granulométrica do agregado graúdo

FONTE: Autor.

2.2 Moldagem dos corpos de prova

Para realização do estudo foram moldados 92 corpos de prova cilíndricos (10 cm x 20 cm), divididos em 4 traços como fora mencionado no item 2.

Os corpos de prova foram moldados em duas camadas, e adensados de forma manual, com haste metálica, aplicando-se 12 golpes para cada camada. Após moldagem, os corpos de prova foram cobertos com filme plástico para evitar a perda de água.

Após 24 horas os CPs foram desmoldados, marcados por traço e colocados em tanque para realização de cura submersa, e permaneceram até o momento da realização de análises posteriores. Foram realizadas análises para 4 períodos de cura: 7 dias, 14 dias, 28 dias.

2.3 Ciclos de molhagem e secagem

Com o intuito de simular a penetração de íons cloreto ao longo do tempo, foram separados 3 CPs de cada traço para submetê-los a ciclos de secagem e molhagem em meio à solução agressiva, por imersão, conforme indicado na Figura 5.

Após 28 dias de cura os corpos de prova foram expostos à umidade ambiente por 4 dias, e em seguida foram imersos em solução agressiva contendo 3,5% de cloreto de sódio (NaCl-) e 5% de sulfato de sódio (NaSO₄) durante 3 dias. A soma destes 7 dias constituiu um ciclo completo. A escolha desta solução foi baseada no trabalho de Lima (2017).

Os corpos de prova foram submetidos ao processo durante 21 dias, ou seja, 3 ciclos.

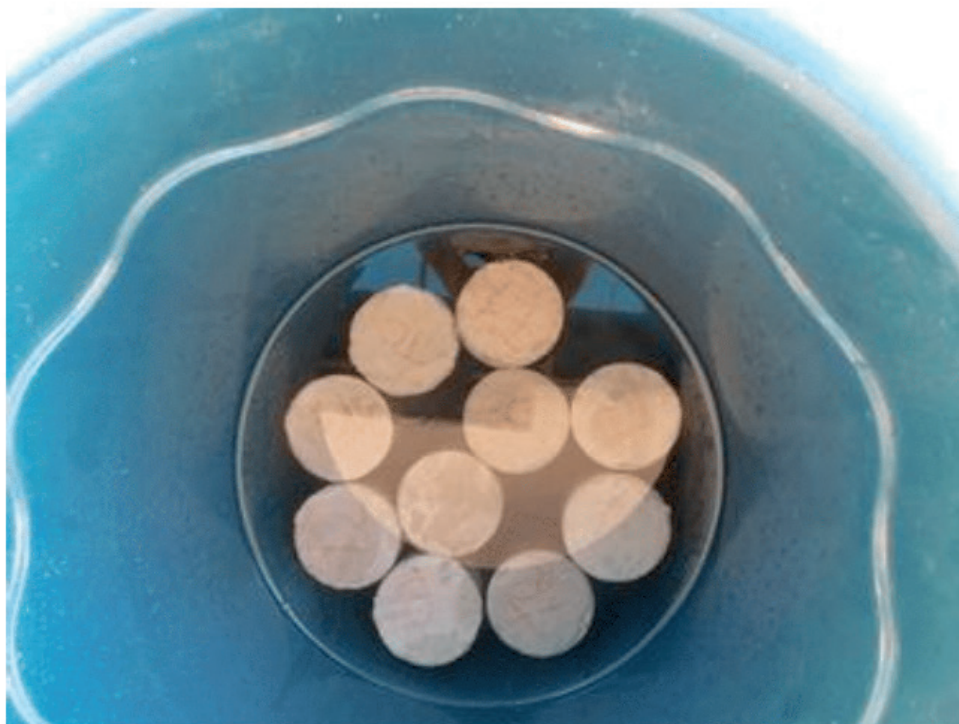


Figura 5—Corpos de prova submersos em solução agressiva para realização de ciclos de molhagem e secagem

FONTE: Autor.

2.4 Ensaios realizados

Os dados foram coletados mediante observação sistemática de ensaios realizados no laboratório de construção civil da Unifavip, com ambiente e condições controladas

buscando conhecer o concreto com relação à presença de íons cloreto (Cl^-), além de avaliar a influência do metacaulim nas características mecânicas do concreto.

2.4.1 Resistência à compressão

Para realização do ensaio de resistência a compressão simples foram utilizados corpos de prova com idades de 7, 14 e 28 dias submetendo-se 3 corpos de prova cilíndricos de cada traço estudado à compressão axial. O ensaio foi realizado com base na NBR 5739:2018.

2.4.2 Resistência à tração

Para o ensaio de resistência à tração foram utilizados os corpos de prova com idades de 7 e 14 dias além dos CPs submetidos aos ciclos de molhagem e secagem, foram utilizados 3 corpos de prova cilíndricos de cada traço estudado. O ensaio foi realizado com base na NBR 7222:2011.

2.4.3 Ensaio de absorção por capilaridade

Para realização do ensaio de absorção por capilaridade foram utilizados os CPs com idade de 28 dias, com base na norma NBR 9779/2012. O objetivo do ensaio é determinar a capacidade de absorção de água do concreto, através da ascensão capilar.

2.4.4 Análise de penetração de íons cloreto por aspersão de nitrato de prata

Após rompimento com idade de 49 dias, os corpos de prova submetidos aos ciclos de molhagem e secagem foram utilizados para realização de uma análise da profundidade de penetração de íons cloreto por meio de aspersão de nitrato de prata (AgNO_3). Foram utilizados 3 corpos de prova de cada traço estudado.

Quando aspergido no concreto ou argamassa contaminada com o cloreto, o nitrato de prata reage formando como produto da reação o cloreto de prata (AgCl), que é um precipitado prateado, enquanto que a parte livre de cloretos assume uma coloração amarronzada. Assim, é possível medir a profundidade da frente de cloretos no concreto, conforme explicado por Figueiredo, et al (2014). A aspersão da solução de nitrato de prata é ilustrada na Figura 6.



Figura 6–Aspersão de AgNO₃ nos corpos de prova

FONTE: Autor.

A medida do avanço da frente de cloretos foi realizada com o auxílio do programa computacional ImageJ, que relaciona a medida real analisada com os pixels da foto criando uma escala e permitindo a medição das distâncias.

As medidas foram realizadas marcando 30 mm a partir do topo do CP, correspondendo ao local da primeira medida, e depois foram tomadas mais 7 medidas com intervalo de 20 mm entre si. Assim, foram realizadas 8 medições para cada lateral do corpo de prova totalizando 16 medidas por CP. No caso de impossibilidade de leitura por presença de agregado ou grande imperfeição na lateral do CP, a medida foi desconsiderada, contanto que houvesse no mínimo 5 medidas válidas.

3 | ANÁLISE E APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

3.1 Resistência à compressão

Os resultados de resistência à compressão média são apresentados no Quadro 4 e representados graficamente na Figura 7.

PERÍODOS	Resistência média à compressão (MPa)			
	T0	T1	T2	T3
7 Dias	23,42	25,45	27,60	29,84
14 Dias	24,70	27,70	30,12	31,45
28 Dias	29,23	31,71	32,50	35,98

Quadro 4–Resistência à compressão para cada traço de concreto analisado

FONTE: Autor.

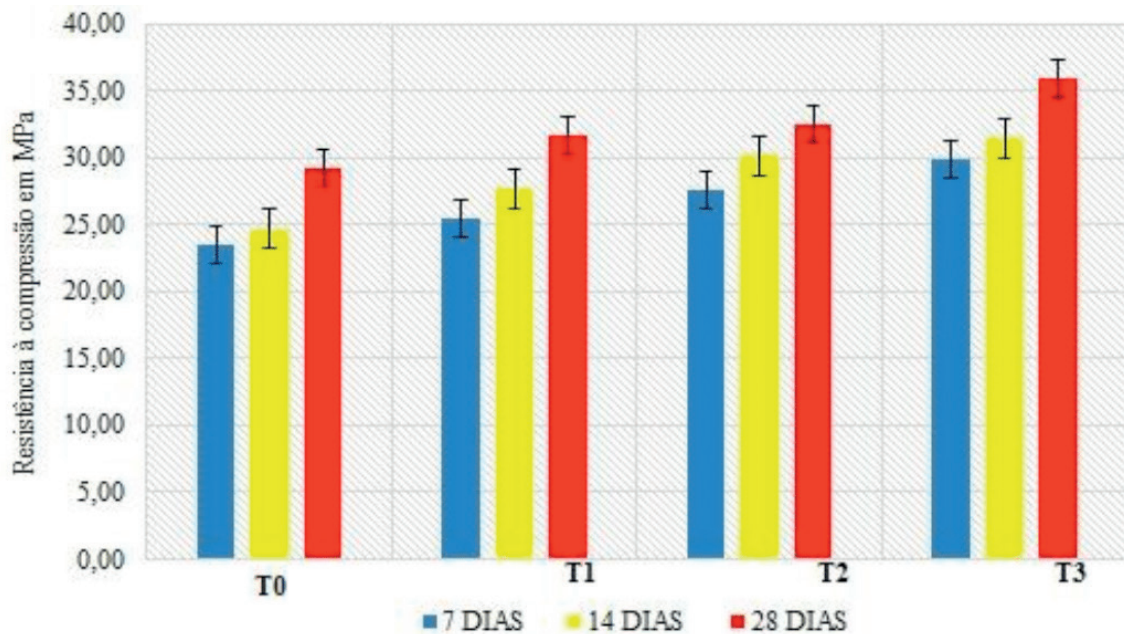


Figura7–Resistência média à compressão do concreto analisado

FONTE: Autor

Como observa-se na Figura 7, foi possível verificar um acréscimo de resistência de pelo menos 6 MPa de diferença entre o concreto de referência (T0), para o traço com 15% de MTC (T3) em todas as idades. Portanto, foi possível confirmar através do ensaio de resistência a compressão que o uso do metacaulim como adição mineral teve influência, de forma benéfica, nas propriedades mecânicas do concreto.

Este resultado dá-se no concreto pois, como citado anteriormente, o MTC presente no concreto ao reagir com o hidróxido de cálcio, auxilia na formação do silicato de cálcio hidratado, considerado por Freire e Beraldo (2003) o principal produto de hidratação do cimento Portland, já que é responsável por conferir a resistência ao material. Além dos efeitos reativos do material, considera-se também o efeito de preenchimento dos poros, o que contribui para o acréscimo de resistência, já que conforme explicado por Lima (2017), a porosidade do concreto está diretamente relacionada com a sua resistência mecânica.

3.2 Resistência à tração

O ensaio de resistência à tração foi realizado com 4 corpos de prova para cada traço, e para idades de 7 e 14 dias. Os resultados da resistência à tração por compressão diametral média são apresentados no Quadro 5 e representados graficamente na Figura 8.

Resistência média à tração (MPa)				
PERÍODOS	T0	T1	T2	T3
7 Dias	2,96	3,17	3,21	3,37
14 Dias	3,44	3,07	3,27	3,66

Quadro 5 –Resistência à tração para cada traço de concreto analisado

FONTE: Autor.

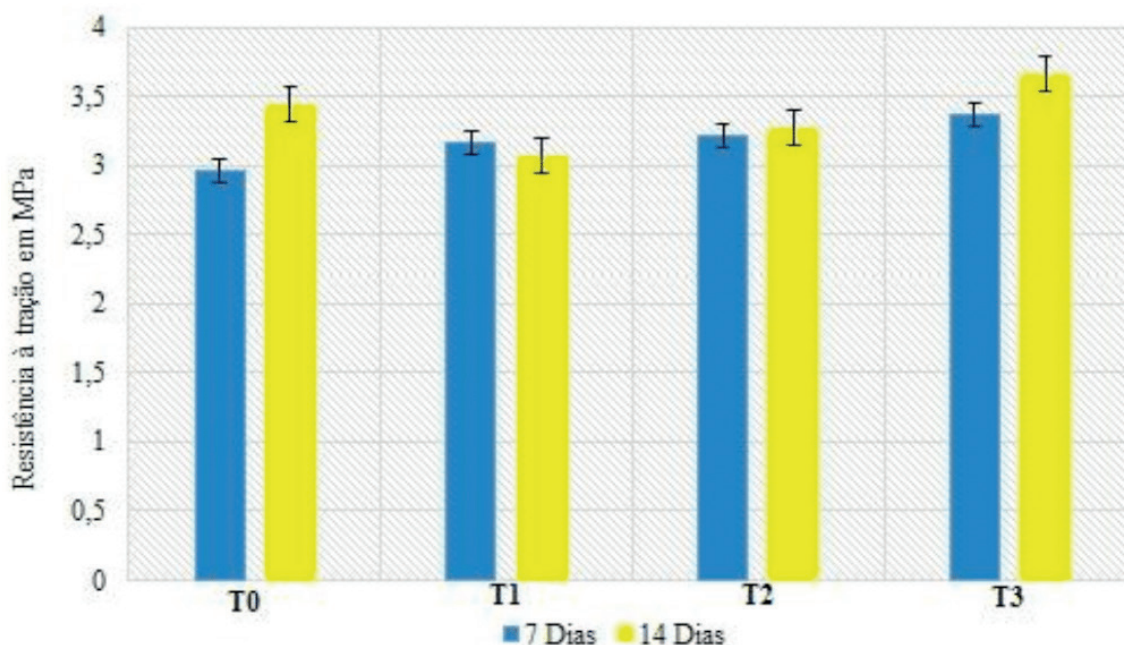


Figura 8–Resistência média à tração do concreto analisado utilizado

FONTE: Autor.

Através do ensaio de resistência à tração por compressão diametral da peça de concreto foi possível observar que em todos os traços analisados a resistência à tração superou a marca de 10% da resistência à compressão, e chegando a 15% quando comparado os valores de T3 com a resistência à compressão do traço de referência. Portanto, foi possível confirmar que o uso do MTC conferiu um aumento na resistência à tração do concreto, apesar deste apresentar-se em menor escala, já que as reações pozolânicas do MTC ocorrem de forma lenta.

O resultado é confirmado através de estudos como o de Guimarães (2002), onde afirma em seu trabalho que a resistência à tração do concreto deve apresentar um valor correspondente a cerca de 10 a 11% da resistência à compressão. Segundo a autora, a resistência à tração do concreto tem grande importância no controle de fissuração, bem como, com relação ao cisalhamento e ancoragem de armaduras. Por isso, é importante que, além da resistência à compressão, o concreto também apresente uma resistência à tração adequada.

3.3 Absorção por capilaridade

No Quadro 6 são apresentados os resultados finais médios de absorção, ao completar

as 72 horas. Já na Figura 9 é representado graficamente o comportamento com relação à absorção ao decorrer dos períodos analisados (3h, 6h, 24h, 48h e 72h).

Absorção por capilaridade média				
Períodos (horas)	T0	T1	T2	T3
3,00	0,13	0,13	0,08	0,11
6,00	0,20	0,21	0,08	0,17
24,00	0,49	0,48	0,28	0,37
48,00	0,72	0,69	0,40	0,54
72,00	0,84	0,79	0,46	0,62

Quadro 6–Absorção por capilaridade para cada traço de concreto analisado

FONTE: Autor.

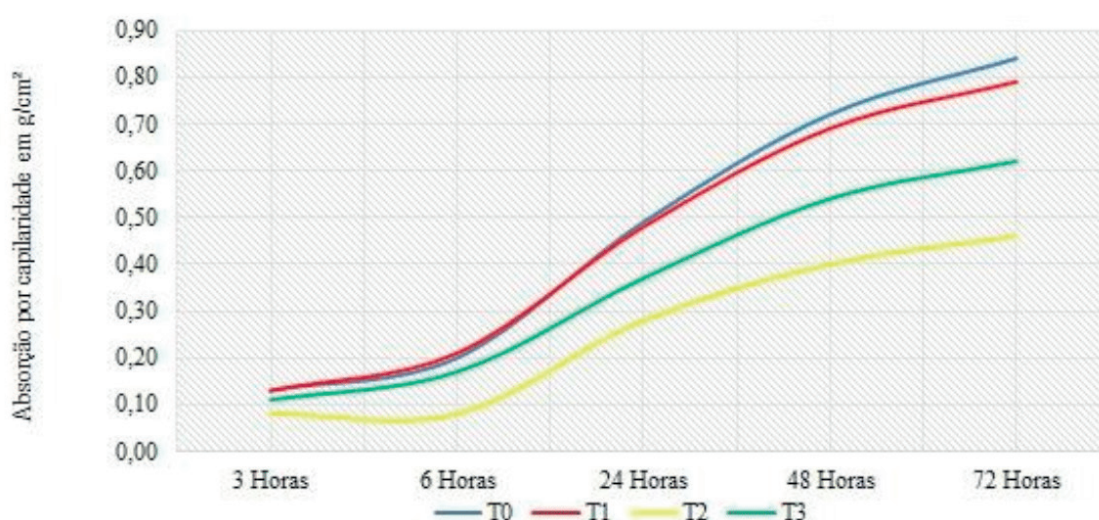


Figura 9–Absorção do concreto ao longo do período analisado

FONTE: Autor.

Como observado no Quadro 6 e na Figura 9 houve uma diferença significativa entre a absorção encontrada nos traços de concreto analisados. Os traços de concreto contendo o Metacaulim apresentaram uma menor absorção quando comparados ao traço de referência, este resultado ocorre devido ao efeito fíler e ao refinamento da estrutura de poros. Ao comparar os resultados do traço T2 com o traço de referência T0, há uma redução de 45,24%.

Também foi possível observar que o traço que apresentou uma melhor relação de quantidade de adição foi o traço T2, que contém 10% da adição, já que ao aumentar a quantidade de Metacaulim, as partículas não reagem em sua totalidade, o que reduz o efeito com relação à absorção para maiores teores de adição, como é constatado através dos resultados de T3.

Os resultados encontrados através do ensaio realizado são justificados nos estudos de Dal Molin (2011) e Silva (2007) onde os autores explicam que os efeitos físicos como

o efeito fíler e o refinamento dos poros auxiliam na redução da porosidade do material e da conexão destes poros, sendo o efeito fíler responsável pelo aumento da densidade da mistura devido ao preenchimento dos vazios pelas partículas das adições, e o refinamento dos poros, pela ação das partículas das adições como pontos de nucleação para os produtos de hidratação resultando em um grande número de pequenos cristais ao invés de poucos cristais de tamanhos maiores.

3.4 Penetração de íons cloreto por aspersão de nitrato de prata

A aspersão de nitrato de prata é capaz de apresentar visualmente um resultado, facilmente mensurável, onde é possível conseguir uma indicação da profundidade do avanço da frente de cloretos. Os resultados da análise são apresentados no Quadro 7.

Espessura média da frente de cloretos (mm)	
T0	9,73
T1	7,80
T2	5,56
T3	5,38

Quadro 7—Espessura média da frente de cloretos para cada traço de concreto

FONTE: Autor.

Através do ensaio de penetração de íons cloreto por aspersão de nitrato de prata foi possível observar que houve uma redução no avanço da frente de cloretos em todos os concretos que contém adição, o que evidencia uma melhor performance dos concretos contendo a adição de Metacaulim.

Ao comparar os resultados dos concretos contendo a adição com o traço de referência há uma redução de até 44,71% no avanço da frente de cloretos, o ensaio também demonstrou que não houve uma variação muito grande nos resultados de T2 (10%) e T3 (15%), pois como fora constatado no ensaio de absorção por capilaridade, o aumento da quantidade de adição não resulta diretamente numa redução da permeabilidade do concreto devido a não reação em totalidade das partículas de adição.

Estes resultados são confirmados pelo que é apresentado no estudo de Figueiredo, et al (2014), onde afirma que devido ao efeito densificador que o MTC confere ao concreto, seja quando utilizado como adição ou por substituição, aumenta a resistência do concreto com relação ao avanço dos cloretos pela estrutura porosa do concreto. Além disso, o autor traz também a relação da potencialização de sal de Friedel com a quantidade de MTC, já que a adição de MTC no concreto promove a formação do sal de Friedel quando

na presença de cloretos, a formação destes sais viabiliza a fixação dos cloretos evitando a presença de íons Cl⁻ livres na matriz cimentícia.

Assim, a combinação dos dois fatores apresentados acima reduz a propagação de íons Cl⁻ livres no concreto, evitando que estes agentes sejam capazes de atingir a armadura presente no concreto e desencadear o processo corrosivo.

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Através das análises realizadas foi constatado que o uso do Metacaulim ocasionou um efeito positivo nas propriedades mecânicas do concreto, aumentando a resistência à compressão em 23,09% para o traço de 15%, e assegurando valores de resistência à tração que chegam a representar 15% da resistência à compressão. Estes efeitos mecânicos conferem uma melhoria considerável no desempenho do material.

Além disso, observou-se que o uso da adição reduziu significativamente a absorção do concreto, o que significa dizer que proporcionou o desenvolvimento de um concreto menos permeável e com uma melhoria em suas propriedades físicas, assegurando ao concreto o aumento de sua durabilidade.

Foi constatado também que a utilização da adição atribuiu ao concreto uma maior eficiência com relação à penetração de íons cloretos, pois além da redução do avanço da frente de cloretos em decorrência da redução da permeabilidade, há também uma redução da quantidade de cloretos livres pela reação destes com a alumina reativa do Metacaulim.

Também foi possível analisar a aplicabilidade do método de aspersão de nitrato de prata para identificação da frente de cloretos, o qual se mostrou uma alternativa prática e barata para realização deste tipo de análise.

Portanto, através das informações obtidas, conclui-se que o uso do Metacaulim na dosagem correta apresenta-se como uma grande opção para mitigar a ocorrência da corrosão nas armaduras presentes no concreto. Além de garantir ao concreto um melhor desempenho e uma maior durabilidade o que possibilita o desenvolvimento de estruturas com uma vida útil prolongada.

REFERÊNCIAS

CALLISTER, William D.; RETHWISCH, David G. **Ciência e Engenharia de Materiais: uma introdução**. LTC, 2013. Ed. 8.

CASCUDO, Oswaldo; HELENE, Paulo. **Resistência à Corrosão no Concreto dos Tipos de Armaduras Brasileiras para Concreto Armado**. EPUSP, 2001. Disponível em: <http://www.pcc.usp.br/files/text/publications/BT_00272.pdf>. Acesso em: 18 set. 2017.

CASCUDO, Oswaldo. **Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto com problemas de corrosão da armadura**. In: Ed. Geraldo Isaia. *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. IBRACON, 2005. Vol. 2. p 1071.

DAL MOLIN, Denise Carpena C. **Adições Minerais para Concreto Estrutural**. In: Ed. Geraldo Isaia. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. IBRACON, 2005. Vol. 1. p 345.

DAL MOLIN, D. C. C. Capítulo 8: Adições minerais. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. IBRACON. 2011. Vol.1.

FIGUEIREDO, C. P. et al. **O Papel do Metacaulim na Proteção dos Concretos Contra à Ação Deletéria de Cloretos**. Estruturas e Materiais. IBRACON, N° 4, 2014.

FONSECA, Gustavo Celso da. **Adições Minerais e as Disposições Normativas Relativas à Produção de Concreto No Brasil: Uma Abordagem Epistêmica**. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2010. Disponível em: <<http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/handle/1843/ISMS-8ALHAQ>>. Acesso em: 13 set. 2018.

FREIRE, W. Jorge; BERALDO, A. Ludovico. **Tecnologias e Materiais Alternativos de Construção**. Campinas, SP, 2013. Ed. 2.

GENTIL, Vicente. **Corrosão**. LTC, 2011. Ed. 6.

GUIMARÃES, J. P. Zubelli. **Estudo Experimental das Propriedades do Concreto de Alto Desempenho**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/3937/3937_4.PDF>. Acesso em: 05 nov. 2018.

LIMA, R. da Silva. **Efeito do Ciclo de Molhagem de Secagem na Resistividade Elétrica Superficial e na Resistência à Compressão do Concreto: Simulação da Agressividade Marinha**. Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2017. Disponível em: <http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/6/6c/TCC_Raquell.pdf>. Acesso em: 24 ago. 2018.

MARTIN, Juan F. M. **Aditivos para Concreto**. In: Ed. Geraldo Isaia. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. IBRACON, 2005. Vol 1. p 381.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. IBRACON, 2008.

PEDROSO, Fábio Luís. **Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem**. **Concreto & Construções**. IBRACON, N° 53, p. 14, 2009.

SANTOS, Altair. **Ataque por íons de cloreto custa R\$ 800 milhões por ano ao Brasil**. Massa Cinzenta, 2012. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/ataques-por-ions-de-cloreto-custa-r-800-milhoes-por-ano-ao-brasil/>>. Acesso em: 21 nov. 2017.

SILVA, M. Gomes da. **Cimentos Portland com Adições Minerais**. In: Ed. Geraldo Isaia. **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. IBRACON, 2007. Vol. 1. p. 761.

COMPÓSITOS CIMENTÍCIOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CELULOSE: UMA REVISÃO

Data de aceite: 01/06/2020

Marllon Victor Soares Cabral

Mestre em Engenharia Civil e Ambiental pela
Universidade Federal de Pernambuco
Caruaru – Pernambuco

<http://lattes.cnpq.br/6386256886875051>

Humberto Mycael Mota Santos

Mestre em Engenharia Civil e Ambiental pela
Universidade Federal de Pernambuco
Caruaru – Pernambuco

<http://lattes.cnpq.br/0412534130466432>

RESUMO: Os compósitos cimentícios são um dos materiais mais utilizados na construção civil devido a sua alta aplicabilidade para realizações de serviços presentes em uma obra. Com isso, diversos estudos visam incorporar materiais que melhorem as propriedades dos compósitos cimentícios. Dentre esses materiais, as fibras de celulose mostram-se com grande potencial de aumentar o desempenho dos compósitos cimentícios, como o aumento da resistência à flexão. Assim, no presente artigo, uma revisão sobre o comportamento das fibras de celulose em compósitos cimentícios foi realizada, destacando-se as principais e atuais pesquisas sobre esse assunto.

PALAVRAS-CHAVE: Compósitos cimentícios;

fibras de celulose; reforço.

CEMENTAL COMPOSITES REINFORCED WITH CELLULOSE FIBERS: A REVIEW

ABSTRACT: Cementitious composites are one of the most used materials in civil construction due to their high applicability for performing services present in a work. With this, several studies aim to incorporate materials that improve the properties of cementitious composites. Among these materials, cellulose fibers show great potential to increase the performance of cementitious composites, such as increasing flexural strength. Thus, in this article, a review on the behavior of cellulose fibers in cementitious composites was carried out, highlighting the main and current research on this subject.

KEYWORDS: Cementitious composites; cellulose fibers; reinforcement.

1 | INTRODUÇÃO

Os materiais compósitos são formados por duas fases: a contínua e a dispersa (CALLISTER, 2008). A fase contínua, denominada matriz, é responsável por assegurar a posição e orientação da fase

dispersa, distribuir as tensões resultantes das cargas externas, absorver a energia e reduzir a concentração de tensões, além de proteger o reforço dos efeitos agressivos do meio ambiente. A mesma pode ser de origem cimentícia, cerâmica, polimérica e metálica (COUTINHO, 1988; CALLISTER, 2008). A fase dispersa, ou reforço, constitui a parte que atribui as propriedades necessárias do aglomerado, que geralmente são fibras ou partículas, conforme Figura 1. Geralmente, as fibras são utilizadas com o escopo de aumentar a resistência mecânica, bem como a tenacidade, e diminuir a propagação de fissuras desses materiais. Por outro lado, as partículas são usadas para melhorar a rigidez, condutividade térmica e elétrica, resistência à temperatura ou à abrasão, tal como a dureza e estabilidade (COUTINHO, 1988; CALLISTER, 2008).

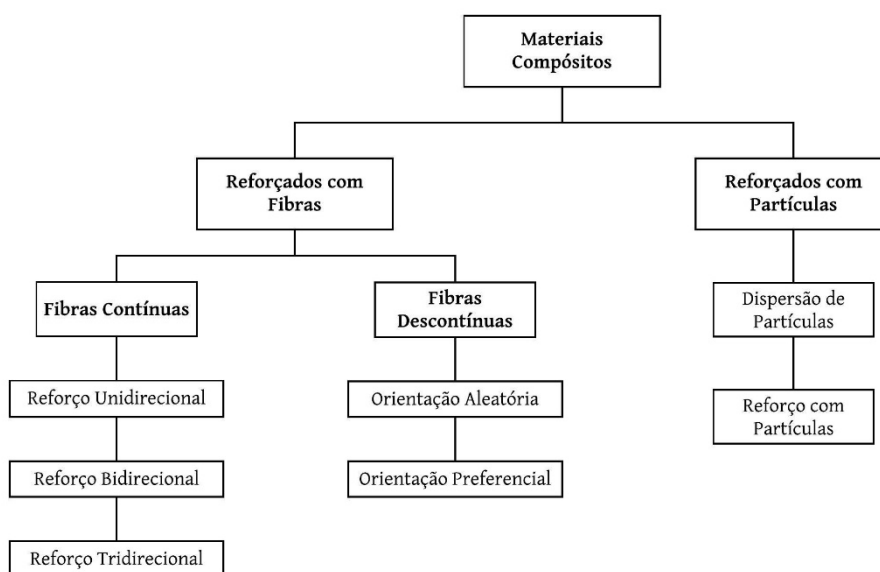


Figura 1 - Classificação dos compósitos com relação ao tipo de reforço

Fonte: CALLISTER (2008)

Os compósitos cimentícios reforçados com fibras são bastante utilizados na indústria da construção civil. Isso se dá pelo fato de possuírem melhores propriedades mecânicas quando comparados aos compósitos cimentícios mais comuns (JUVANDES, 2002; BENTUR *et al.*, 1990; BALAGARU *et al.*, 1992). Buscando melhorar cada vez mais o desempenho desses materiais, várias combinações fibra/matriz atreladas com inúmeras técnicas de produção vem sendo estudadas pela comunidade acadêmica, tornando-os mais vantajosos nas atividades da engenharia civil (JUVANDES, 2002).

As fibras de reforço são classificadas de acordo com sua composição e seu tamanho (JUVANDES, 2002; BETTERMAN *et al.*, 1995). Com relação a sua composição, as fibras são classificadas em naturais e não-naturais. Contudo, as não-naturais dividem-se em dois grupos: as orgânicas e as inorgânicas, conforme Figura 2.

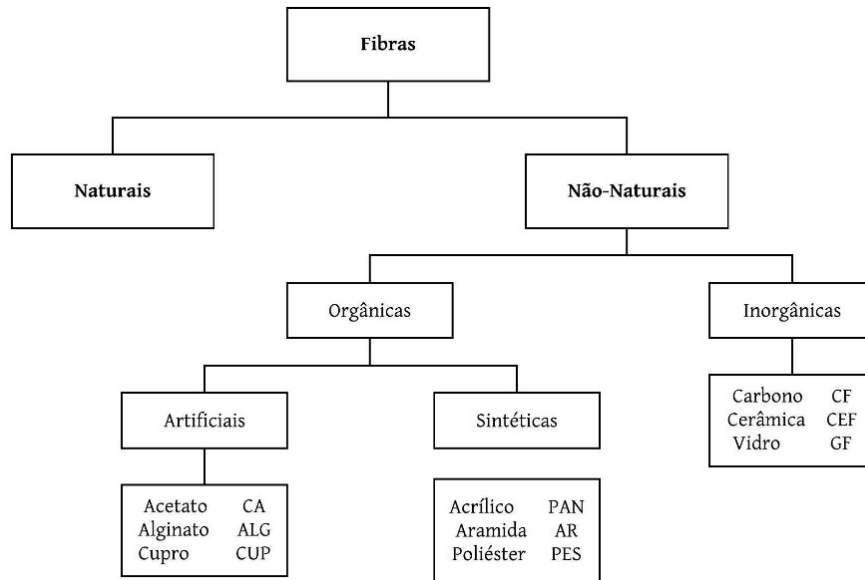


Figura 2 - Classificação das fibras de reforço com relação à composição
 Fonte: *The International Bureau for the standardisation of man-made fibers.* (2006)

1.1 Classificação das fibras

No que concerne ao tamanho, as fibras são classificadas em duas formas: as macrofibras, que atravessam as fendas macroscópicas, impedindo o crescimento de fissuras, além de absorverem energia através de deformação plástica, atrito e extração para aumentar a tenacidade do compósito (Figura 3-A); e as microfibras, que são mais eficientes com relação as microtrincas, impedindo que se transforme em macrotrincas, gerando uma maior resistência à flexão e tenacidade (Figura 3-B).

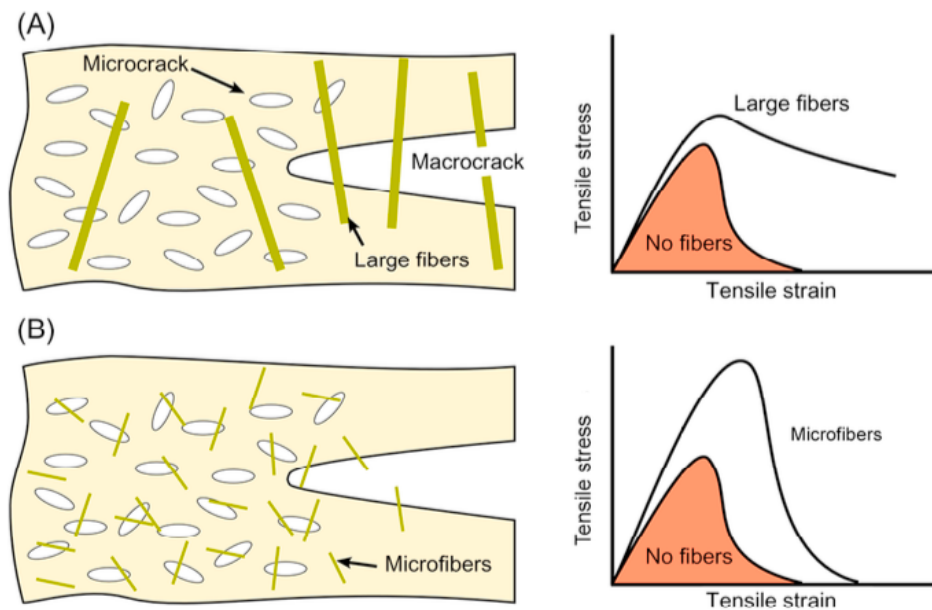


Figura 3 – Esquema de mecanismos de reforço de fibra com base no comprimento da fibra (a) macrofibras e (b) microfibras

Fonte: BETTERMAN *et al.*, (1995)

Várias fibras são utilizadas como reforços em compósitos cimentícios, entre elas, fibras de aço, fibras de vidro, fibras de carbono e fibras sintéticas (BENTUR *et al.*, 1990; BALAGURU *et al.*, 1992; MATEUS, 2013), como podemos ver na Tabela 1. Porém, o alto custo de obtenção dessas fibras, devido aos equipamentos e processos de fabricação, é um obstáculo ao seu uso destas nos materiais de construção (FERREIRA, 2016). Daí, surge um interesse pelo uso de fibras naturais, como reforço alternativo e sustentável (BENTUR e MINDESS, 2007; AKERS *et al.*, 1989; BENTUR e AKERS, 1990), entre elas: fibras de coco e sisal (AGOPYAN, 1991), bambu (SUBRAHMANYAN, 1984), linho (COUTTS, 1995), eucalipto (SALVASTANO JR, 2000) e fibras provenientes de resíduos, como saco de cimento de papel kraft e papel jornal (MÁRMOL *et al.*, 2013).

Tipo de Fibra	Diâmetro Equivalente (mm)	Densidade Específica (kg/m ³)	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Extensão (%)
Acrílico	0,02 à 0,35	1100	200 à 400	2	1,1
Algodão	0,2 à 0,6	1500	400 à 700	4,8	3,0 à 10
Vidro	0,005 à 0,15	2500	1000 à 2600	70 à 80	1,5 à 3,5
Grafite	0,008 à 0,009	1900	1000 à 2600	230 à 415	0,5 à 1,0
Aramida	0,01	1450	3500 à 3600	65 à 133	2,1 à 4,0
Nylon	0,02 à 0,4	1100	760 à 820	4,1	16 à 20
Poliéster	0,02 à 0,4	1400	720 à 860	8,3	11 à 13
Polipropileno (PP)	0,02 à 1,0	900 à 950	200 à 760	3,5 à 15	5,0 à 25
Álcool Polivinílico (PVA)	0,027 à 0,66	1300	900 à 1600	23 à 40	7 à 8
Carbono	----	1400	4000	230 à 240	1,4 à 1,8
Seda	0,02 à 0,38	1500	400 à 600	6,9	10 à 25
Basalto	0,0106	2593	990	7,6	2,56
Polietileno	0,025 à 1,0	960	200 à 300	5,0	3,0
Sisal	0,08 à 0,3	760 à 1100	228 à 800	11 à 27	2,1 à 4,2
Coco	0,11 à 0,53	680 à 1020	108 à 250	2,5 à 4,5	14 à 41
Juta	0,1 à 0,2	1030	250 à 350	26 à 32	1,5 à 1,9
Aço	0,15 à 1,0	7840	345 à 3000	200	4 à 10

Tabela 1 – Propriedades das fibras usadas como reforço em compósitos em cimentícios

Fonte: MATEUS (2013)

2 | COMPÓSITOS DE CIMENTO-CELULOSE

Devido ao grande interesse em desenvolver materiais construtivos sustentáveis, a utilização de fibras e microfibras naturais, como reforço em materiais cimentícios, vem sendo crescente. As fibras de celulose, as microfibrilas de celulose (CMF), a celulose microcristalina (MCC), os nanocristais de celulose (CNC) e a celulose bacteriana (BC) estão sendo cada vez mais utilizadas como reforços em materiais cimentícios por serem renováveis, econômicas e abundantes, mesmo que tenham uma menor eficiência quando comparadas as fibras convencionais (FU *et al.*, 2017).

Os estudos de grupos de pesquisas quanto ao desenvolvimento de novos materiais com partículas de celulose estão estimulando um aumento na taxa de pedido de registros de patentes (CHARREAU *et al.*, 2013). Considerando as aplicações em materiais cimentícios, temos: placas de fibrocimento – nestas, as fibras são adicionadas para facilitar

a fabricação da placa e fornecer uma maior resistência ao impacto; concreto – aumentam as resistências mecânicas, ductilidade e tenacidade, atuam como agente de estabilização de CAA, aumentam o grau de hidratação das misturas, reduz a porosidade bem como o craqueamento pela retração autógena, entres outras melhorias (MOHAMED *et al.*, 2010).

Apesar dos avanços nas pesquisas do uso de fibras celulósicas em várias aplicações industriais, existem várias limitações antes da aceitação pelas indústrias, entre elas: a maior produção desses materiais em micro e nano escala; desenvolvimento de padrões, códigos e apoio; e superar a resistência do mercado. Em compósitos cimentícios, a fragilidade na introdução dessas fibras está na sua degradação em função da alta alcalinidade das matrizes cimentícias e na dispersão da matriz (FU *et al.*, 2017). A modificação física e/ou química (covalente ou não-covalente) das fibras naturais foi a estratégia encontrada pela literatura para mitigar as desvantagens de utilizar essas fibras como um reforço alternativo de compósitos cimentícios (ANJU *et al.*, 2016; PARVEEN *et al.*, 2017). A Tabela 2 reúne os principais achados nos trabalhos acadêmicos publicados.

Tipo de materiais celulósicos	Rota de dispersão	Principais descobertas	Referência
CNC obtido por hidrólise ácida	Nenhum. As suspensões da hidrólise ácida foram diretamente misturadas com pasta de cimento	Aumento de 30% na resistência à flexão	Cao <i>et al.</i> (2015)
CNC obtido por hidrólise ácida	A suspensão CNC da hidrólise ácida foi sonicada por 10 minutos e misturada com pasta de cimento	42-45% de aumento na resistência à compressão	Mazlan <i>et al.</i> (2016)
CMF obtida por hidrólise ácida e homogeneização	Nenhum. As suspensões CMF foram misturadas diretamente com a pasta OWC	20,7% de melhora na resistência à flexão	Sun <i>et al.</i> (2017)
Suspensão CMF obtida por oxidação mediada por TEMPO	Nenhum. As suspensões de CMF foram misturadas diretamente com pasta de cimento	15% e 20% de melhorias nas resistências de flexão e compressão	Jiao <i>et al.</i> (2016)
Celulose Bacteriana (BC) obtida por fermentação	Nenhum. BC foi revestido na superfície da fibra	Melhoria na interface fibra/cimento e redução na mineralização da fibra	Kazemi <i>et al.</i> (2015)
Pó MCC disponível no mercado	Nenhum. Saturado com água e misturado com pasta de cimento	Nenhuma melhoria no desempenho mecânico	Hoyos <i>et al.</i> (2013)
MCC, superfície modificada com ortossilicato de tetraetil (TEOS)	Nenhum. Misturado diretamente com pasta de cimento	60% de melhoria na resistência à flexão e 45% na resistência à compressão	Anju <i>et al.</i> (2016)
Pó MCC disponível no mercado	Dispersos em água usando o surfactante Pluronic F-127 através do processo de ultra-som e depois misturados com pasta de cimento	Módulo de flexão, resistência à flexão e resistência à compressão melhoraram 106%, 31% e 66%, respectivamente.	Parveen <i>et al.</i> (2017a,b,c)
Pó MCC disponível no mercado	Dispersado em água usando o processo de ultra-som otimizado e depois misturado com pasta de cimento	96%, 19,2% e 51,4% de melhorias no módulo de flexão, resistência à flexão e resistência à compressão	Parveen <i>et al.</i> (2018)

Tabela 2 – Principais descobertas dos compósitos cimento-celulose

Fonte: PARVEEN *et al.* (2018)

2.2 Compósitos cimentícios com fibras de celulose

As fibras vegetais são compostas principalmente por celulose, possuem baixa cristalinidade, em torno de 43% a 65%, e variam em comprimento de 10 μm a alguns mm. Quando purificadas dispuserem de características que aumentaram o interesse em seu uso como reforços em compósitos cimentícios (BENTUR *et al.*, 1990; BALAGURU *et al.*, 1992). A maioria relatou melhoria nas propriedades mecânicas com baixa densidade, entre elas: maior resistência à flexão, tenacidade, ductilidade e resistências à rachaduras (CLARAMUNT *et al.*, 2013).

Especificamente, como mostra a Figura 4, a dureza e a ductilidade do compósito cimentício aumentaram significativamente com adição de 4% em peso de fibra celulose, de acordo com o teste de flexão de 3 pontos (CLARAMUNT *et al.*, 2013).

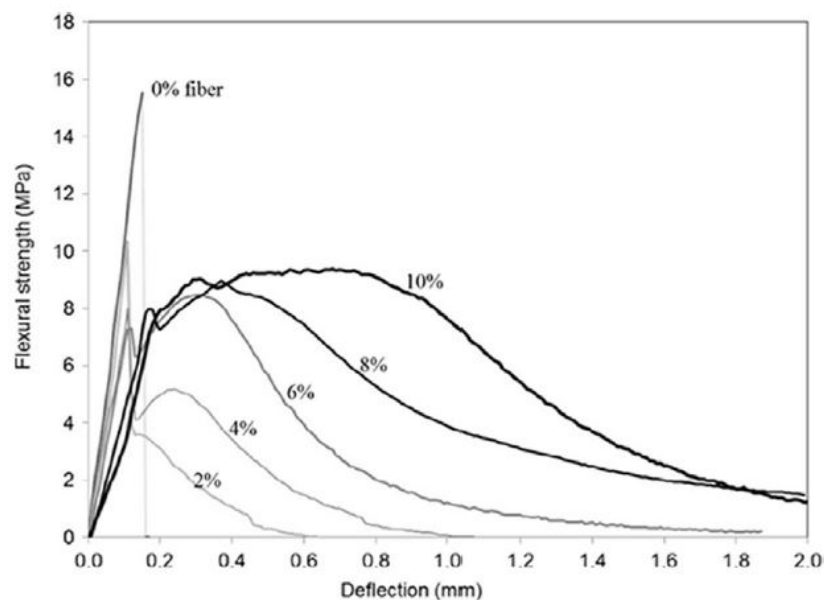


Figura 4 – Curvas típicas de deflexão de tensão de compósitos de cimento reforçados com fibra de celulose com várias adições de fibra de celulose.

Fonte: ARDANUY *et al.*, (2015)

Por possuírem uma alta capacidade de absorção de água, as fibras, ao serem introduzidas na pasta de cimento, podem fornecer água adicional para as reações de hidratação, atuando como agentes de cura interno, podendo reduzir significativamente a retração autógena (MEZENECVOVA *et al.*, 2011).

Todavia, a fragilidade da incorporação dessas fibras está relacionada as seguintes questões: degradação em função da alta alcalinidade das matrizes cimentícias, que pode ser mitigada com a modificação física ou química das fibras e/ou reduzir a portlandita, adicionando compostos pozolânicos (ARDANUY *et al.*, 2011); e a dispersão da matriz, que pode ser alcançada pelo uso de superplastificante.

2.3 Compósitos cimentícios com celulose microcristalina (MCC)

A MCC, insumo de aplicações nas indústrias farmacêuticas e alimentícias, compõe-se principalmente de cadeias de celulose cristalina, preparadas através por hidrólise ácida da fibra vegetal, seguida de uma neutralização reversa com álcali e secagem por pulverização. As partículas de MCC são altamente hidrofílicas e possuem alta cristalinidade (80%-85%), alta capacidade de retenção de água e excelentes propriedades mecânicas (AZUBUIKE *et al.*, 2012).

Poucos trabalhos estudaram a influência do MCC na metodologia de mistura, trabalhabilidade, propriedades mecânicas, evolução de calor e grau de hidratação nos compósitos cimentícios.

A redução de rachaduras induzidas pelo calor é uma das características do composto MCC-cimento, devido à sua menor MOE e menor geração de calor durante a hidratação (HOYOS *et al.*, 2013). A MCC também foi avaliada como reforço do SCC com relação à trabalhabilidade e as propriedades mecânicas. Os resultados mostraram melhorias na resistência à compressão e a redução da porosidade (MOHAMED *et al.*, 2010).

Com o escopo de mitigar a degradação do MCC devido à alta alcalinidade da matriz e melhorar sua dispersão, Anju *et al.* (2016) modificou a superfície da celulose microcristalina com ortossilicato de tetraetila (TEOS), derivada da fibra do algodão. O modificador de superfície à base de Silano minimiza a absorção de água e atua como uma pozolana, que resulta em ligações adicionais de hidratos de silicato de cálcio (CSH). Ao ser adicionado em compósitos cimentícios de argamassa observou um aumento de duas vezes na resistência à flexão e 45% na compressão.

Uma nova abordagem para o desenvolvimento de compósitos cimentícios reforçados com MCC foi desenvolvida por pesquisadores. Parveen *et al.* (2017) preparou suspensões aquosas utilizando o surfactante Pluronic F-127 com o auxílio do processo de ultrassom e introduziu em compósitos de argamassa, resultando em melhora de 106%, 31% e 66% no módulo de flexão, resistência à flexão e resistência à compressão, respectivamente. Além disso, obteve um compósito cimentício com microestrutura aprimorada. Os bons resultados devem-se à melhoria da dispersão dos MCC na matriz.

O primeiro estudo detalhado do tempo de ultrassonicação para preparação de soluções aquosas de MCC como aditivo de compósitos cimentícios foi realizado por Parveen *et al.* (2018). Resultados experimentais sugeriram que o tratamento ultrassônico de 30 min garante uma boa dispersão de MCC com baixas áreas aglomeradas e alta capacidade de extração. Com a otimização da energia de ultrassom e adição de 1% de MCC, obteve-se melhorias máximas de 96% no módulo de flexão, 19,2% na resistência à flexão e 51,4% na resistência à compressão. Além do mais, resultou em uma melhoria na hidratação do cimento e redução no tamanho dos poros dos compósitos.

Silva *et al.* (2018) desenvolveu uma técnica de dispersão física de baixa intensidade

e menos energia. O pesquisador preparou soluções aquosas de MCC, variando entre 0,4% e 2% em peso, com o auxílio de agitação magnética por 45 min. Notou-se que ao aumentar o teor do MCC, o fluxo da pasta de argamassa diminuiu significativamente. Com relação as propriedades mecânicas, aumentou 20,5% na resistência à flexão, 19,8% na resistência à compressão, 100% no módulo de flexão e 27,2% na energia de fratura aos 28 dias de idade.

2.4 Compósitos cimentícios com nanocristais de celulose (CNC)

Os CNCs são nanofibras, tipo haste, que permanecem após a hidrólise ácida das fibras, possuem 100% de celulose na composição, alta cristalinidade e têm grupos de hidroxila em sua superfície que podem ser modificados quimicamente para obter melhores funcionalidades. Ao ser introduzida em compósitos cimentícios, observou-se: um aumento do grau de hidratação (DOH); aumento da resistência à flexão, em torno de 20% a 30%; e melhora nas propriedades reológicas. Dois mecanismos são responsáveis pelas melhorias citadas, quais sejam, estabilização estérica e difusão “curto-circuito” (CAO *et al.*, 2015).

A chave de sucesso para aplicação de nanomateriais é a dispersão. Em estudo realizado para a introdução de CNCs dispersos com ultrassom, em solução simulada de poros de cimento, obteve-se um aumento de 50% na resistência à flexão, devido a melhor dispersão dos CNCs (CAO *et al.*, 2016).

3 | MECANISMOS POTENCIAIS DAS PARTÍCULAS CELULÓSICAS EM COMPÓSITOS CIMENTÍCIOS

As partículas de celulose, em micro/nanoescala, possuem mecanismos potenciais ao serem incorporadas em compósitos cimentícios, quanto a interação com as partículas, a reologia e grau de hidratação.

3.1 Interações com partículas

Sabe-se que no primeiro contato das partículas de água e cimento estas se atraem, aprisionando água entre elas, devido às forças de *van der Waals*. Os superplastificantes podem ser utilizados para reduzir essa aglomeração, através de forças repulsivas eletrostáticas e estéricas entre as partículas. Os CNCs possuem o mesmo mecanismo dos superplastificantes, pois possuem uma área superficial específica alta, são ricos em grupos hidroxila reativos e exibem altas cargas eletro-estéricas em solução (CAO *et al.*, 2015).

Ao incorporar CNCs em compósitos cimentícios, foi identificado que os mesmos tendem a aderir à superfície das partículas de cimento, em vez de se aglomerarem. Além disso, os CNCs obtiveram melhores resultados que os compósitos com superplastificantes, obtendo um maior DOH sem uma significativa segregação no carregamento mais alto

(CAO *et al.*, 2015).

Na Figura 5 observa-se partículas de CNCs, ao redor da estrutura de partículas de cimento não-hidratado, o que confirma um atraso na hidratação inicial, devido aos CNCs bloquearem o acesso à água nas primeiras idades. Além disso, a alta propriedade hidrofílica e a alta reatividade dos grupos hidroxila são propriedades responsáveis pelo aumento das interações entre partículas de celulose, partículas de cimento e produtos de hidratação do cimento (CAO *et al.*, 2015).

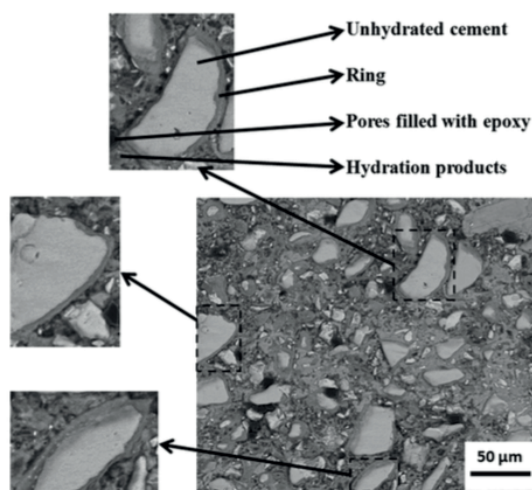


Figura 5 – Imagem SEM de compósitos cimento (tipo V) – CNC (1,5%) com 7 dias de idade.

Fonte: CAO *et al.* (2015)

3.2 Modificação reológica

Devido a interação de micropartículas de celulose com as partículas de cimento pode ocorrer uma alteração na tensão de escoamento e viscosidade da mistura cimentícia. Conforme Figura 6, observa-se que, para pequenas cargas de CNCs, ocorreu a liberação de água retida enquanto diminuía a tensão de escoamento, devido à estabilização eletrostática. Por outro lado, para cargas altas de CNCs, a tensão de escoamento aumenta linearmente, provavelmente devido a aglomeração do CNC na solução de poros, que necessita de maiores forças para romper (CAO *et al.*, 2015).

A modificação reológica foi citada por outros pesquisadores. O teste de *mini slump* e teste de estresse de rendimento foi utilizado para avaliar a reologia de compósitos cimento-CNC, e obteve como resultado um abatimento ligeiramente reduzido, enquanto o limite de elasticidade aparente foi maior em torno de 2,6 vezes do que o compósito sem CNCs (HOYOS *et al.*, 2013). Para relatar a influência da MCC na reologia do CAA, utilizaram os seguintes testes: o de cone de *Abrams*, o *L-box*, o funil V e o teste do anel-J. Os resultados mostraram que a MCC reduziu a demanda do superplastificante para alcançar a trabalhabilidade necessária (MOHAMED *et al.*, 2010).

Vale ressaltar que o efeito da modificação da reologia, pelas micropartículas de

celulose, é mais vantajoso em relação aos nanotubos de carbono e nanofibras de carbono, devido a dispersão desses últimos serem um obstáculo, pois possuem alta hidrofobicidade e forte auto-atração. Além disso, são mais seguros com relação a efeitos adversos em saúde e no meio ambiente (ROMAN, 2015).

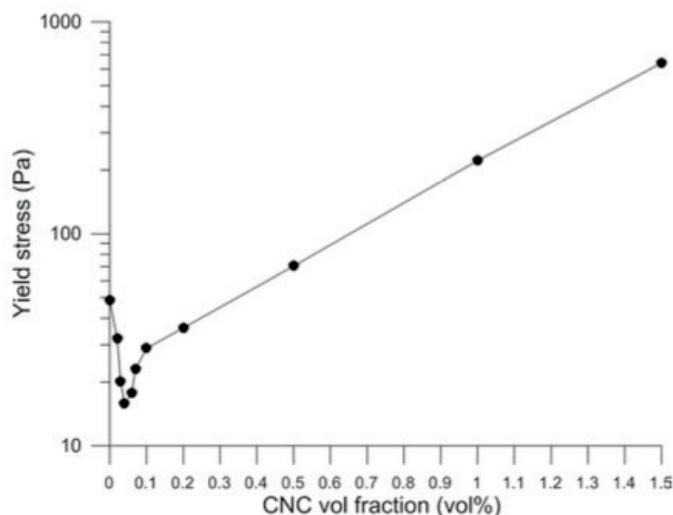


Figura 6 – Estresse de pastas de cimento CNC com diferentes concentrações

Fonte: CAO *et al.* (2015)

3.3 Difusão de “curto-circuito”

A hipótese de difusão de “curto-circuito” foi proposta para explicar o aumento de DOH nos compósitos cimentícios incorporados com CNC. Consta que uma densa camada de produtos de hidratação se forma ao redor de partículas de cimento não-hidratado, retardando a reação de hidratação e limitando o acesso de água nas primeiras idades no processo de hidratação. Então, conforme Figura 7, os produtos de hidratação se formam em torno da rede de CNC, que parece permitir que as moléculas de água se propaguem através do produto de hidratação para atingir as partículas de cimento não hidratada (CAO *et al.*, 2015).

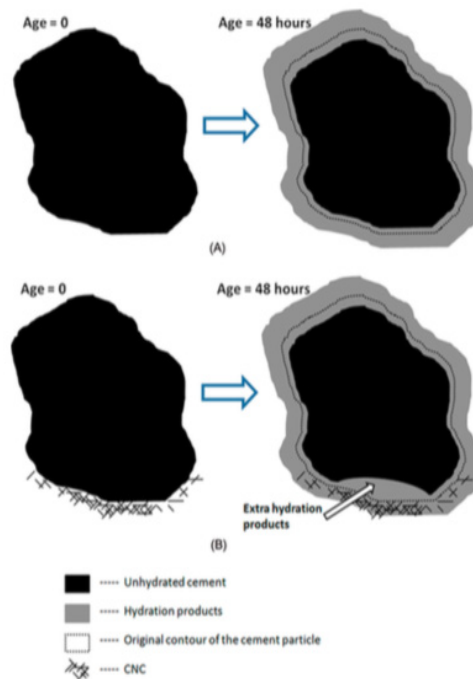


Figura 7 – Uma ilustração esquemática da difusão de “curto-circuito” (a) pasta de cimento simples e (b) compósitos de cimento-CNC

Fonte: CAO *et al.* (2015)

4 | CONCLUSÃO

Desse modo, essa pesquisa mostra que a incorporação de fibras de celulose torna-se uma abordagem promissora no desenvolvimento de compósitos cimentícios, com melhores propriedades mecânicas, redução de propagação de fissuras e, com possíveis vantagens em relação a sustentabilidade, ao custo e qualidade final, quando comparado aos que utilizam as fibras convencionais.

REFERÊNCIAS

AGOPYAN, V. **Materiais reforçados com fibras para a construção civil nos países em desenvolvimento: o uso de fibras vegetais**. 204 p. Tese (Livre-Docência) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991.

AKERS S.A.S., STUDINKA J.B., MEIER P., DOBB M. G., JOHNSON D. J., HIKASA J. **Long term durability of PVA reinforcing fibres in a cement matrix**. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, v.11, n.2, p.79-91, 1989.

ANJU T.R., RAMAMURTHY K., DHAMODHARAN R., **Surface modified microcrystalline cellulose from cotton as a potential mineral admixture in cement mortar composite**. Cement and Concrete Composites 74(2016) 147-153.

ARDANUY M., CLARAMUNT J., TOLEDO FILHO R.D. **Cellulosic fiber reinforced cement-based composites: a review of recent research**. Constr Build Mater 2015;79:115–28.”

ARDANUY M., CLARAMUNT J., GARCÍA-HORTAL J. A., BARRA M. **Fiber-matrix interactions in cement**

mortar composites reinforced with cellulosic fibers. Cellulose 2011;18(2):281–9.

AZUBUIKE C.P., ESIABA J. **Investigation into some physico-technical and tebleting properties of low-crystallinity powdered cellulose prepared from corn residues.** J Pharm Res Opin 2012;2(8):94–8.

BALAGURU P. N., SHAH S. P. **Fiber-reinforced concrete composites.** New York: McGraw-Hill; 1992.

BENTUR A., MINDESS S. **Fibre reinforced cementitious composites.** London and New York: Elsevier; 1990.

BENTUR A., MINDESS S. **Fibre reinforced cementitious composites.** London and New York: Modern Concrete Technology Series, 2ed., 2007.

BETTERMAN L. R., OUYANG C., SHAH S. P. **Fiber-matrix interaction in microfiber-reinforced mortar.** Adv Cem Based Mater 1995;2(2):53–61.

CAO Y., TIAN N., BAHR D., ZAVATTIERI P. D., YOUNGBLOOD J., MOON R.J. **The influence of cellulose nanocrystals on the microstructure of cement paste.** Cem Concr Compos 2016;74:164–73.

CAO Y., ZAVATERI P., YOUNGBLOOD J., MOON R., WEISS J. **The influence of cellulose nanocrystal additions on the performance of cement paste.** Cement and Concrete Composites 56(2015) 73-83.

CALLISTER W. D. **Ciência e Engenharia de Materiais.** University of Iowa, USA; 2008.

COUTINHO S. **Fabrico e Propriedades do Betão.** Vol. 1,2 e 3; LNEC, Lisboa, 1988.

COUTTS R. S. P., NI Y. **Autoclaved bamboo pulp fibre reinforced cement.** Cem Concr Compos 1995;17(2):99–106.

CHARREAU H., FORESTI M. L., VAZQUEZ A. **Nanocellulose patents trends: a comprehensive review on patents on cellulose nanocrystals, microfibrillated and bacterial cellulose.** Recent Pat Nanotechnol 2013;7(1):56–80.

CLARAMUNT J., ARDANUY M., PARÉS F., VENTURA H. **Mechanical performance of cement mortar composites reinforced with cellulose fibres.** Ninth international conference on Composite Science and Technology. Lancaster: DEStech; 2013. p. 477–84.

FERREIRA S. P. C. **Desenvolvimento de compósitos cimentícios reforçados por celulose microcristalina.** Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho (2016).

FU T., MOON R. J., ZAVATTIERI P., YOUNGBLOOD J., WEISS W. J. **Cellulose-Reinforced Nanofibre Composites.** DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/B978-0-08-100957-4.00020-6>.

HOYOS C. G., CRISTIA E., VÁZQUEZ A. **Effect of cellulose microcrystalline particles on properties of cement based composites.** Mater Des 2013;51:810–8.

JUVANDES P. **Materiais Compósitos Reforçados com Fibras, FRP;** FEUP, Porto; 2002.

MATEUS P. S. L. **Betão Reforçado por Nanotubos de Carbono.** Universidade do Minho, Guimarães, 2013.

MÁRMOL G., *et al.*, 2013. **Mechanical and physical performance of low alkalinity cementitious composites reinforced with recycled cellulosic fibres pulp from cement kraft bags.** Ind. Crop. Prod. 49, 422–427.

MEZENECVOVA A., GARAS V., NANKO H., KURTIS K. E. **Influence of thermomechanical pulp fiber**

compositions on internal curing of cementitious materials. J Mater Civ Eng 2011;24(8):970–5.

MOHAMED M. A. S., GHORBEL E., WARDEH G. **Valorization of micro-cellulose fibers in self-compacting concrete.** Constr Build Mater 2010;24(12):2473–80.

PARVEEN S., RANA S., FANGUEIRO R., CONCEIÇÃO PAIVA P. **A novel approach of developing micro crystalline cellulose reinforced cementitious composites with enhanced microstructure and mechanical performance.** Cement and Concrete Composites 78(2017) 146-161. 104

PARVEEN S., RANA S., FERREIRA S., FILHO A., FANGUEIRO R. **Ultrasonic dispersion of micro crystalline cellulose for developing.** Industrial Crops & Products 122 (2018) 156–165 cementitious composites with excellent strength and stiffness.

ROMAN M. **Toxicity of cellulose nanocrystals: a review.** Ind Biotechnol 2015;11(1): 25–33.

SAVASTANO H., WARDEN P.G., COUTTS R.S.P. **Brazilian waste fibres as reinforcement for cement-based composites.** Cem Concr Compos 2000;22:379–84.

SILVA L., PARVEEN S., FILHO A., ZOTTIS A., RANA S., VANDERLEI R., FANGUEIRO R. **A facile approach of developing micro crystalline cellulose reinforced cementitious composites with improved microstructure and mechanical performance.** Powder Technology 338 (2018) 654–663.

SUBRAHMANYAM, B. V. **Bamboo reinforcement for cement matrices.** In: Concrete technology and Design. V.2, ed RN Swamy, Surrey University Press 1984 p. 141-193

EFEITO DA SÍLICA ATIVA EM SUSPENSÃO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 02/04/2020

Albert Luiz Follmann

Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis – Santa Catarina
<http://lattes.cnpq.br/0752627921306408>

Bruno Teles Cordeiro

Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis – Santa Catarina
<http://lattes.cnpq.br/1185059209558420>

Fernando Pelisser

Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis – Santa Catarina
<http://lattes.cnpq.br/4691118217681609>

Artur Spat Ruviano

Universidade Federal de Santa Catarina
Florianópolis – Santa Catarina
<http://lattes.cnpq.br/0673769826263975>

RESUMO: O concreto é um material amplamente utilizado, e essencialmente produzido por uma mistura de cimento Portland, agregados e água. Buscando melhorar suas propriedades, tanto no estado fresco quanto no estado endurecido, comumente são utilizadas adições minerais finamente moídas com elevado teor de sílica em sua composição. Dentre os materiais utilizados,

a sílica ativa é responsável por diminuir o volume de vazios, reduzir a exsudação, aumentar a coesão, reduzir a segregação, a porosidade na zona de transição entre a pasta e os agregados e elevar a durabilidade do concreto. Devido a sua elevada finura, a sílica ativa em pó pode apresentar problemas de manuseio, além de aumentar o consumo de água da mistura. Para atenuar os efeitos adversos e melhorar suas propriedades, a sílica ativa pode ser produzida em suspensão, também denominada sílica coloidal dispersa em água. Para avaliar o efeito da sílica ativa em suspensão no concreto, foram definidas 3 composições de concreto, e utilizadas as concentrações de 0% (referência) e de 5% de sílica ativa em suspensão. Foram determinadas as propriedades de resistência à compressão e módulo de elasticidade. Os resultados mostraram um aumento nas propriedades mecânicas de até 40%, e mostram o potencial da sílica ativa em suspensão para melhorar a eficiência dos concretos.

PALAVRAS CHAVE: sílica em suspensão, concreto de alto desempenho, módulo de elasticidade, módulo de elasticidade dinâmico.

THE EFFECT OF THE ADDITION OF COLLOIDAL SILICA FUME ON CONCRETE

MECHANICAL PROPERTIES

ABSTRACT: Concrete is a widely used material, and essentially produced by a mixture of Portland cement, aggregates and water. To improve its properties, in both the fresh and hardened states, the use of finely ground mineral additives with high silica content in its composition is common. Among the materials used, silica fume is responsible for reducing the volume of voids, reducing exudation, increasing cohesion, reducing segregation, reducing the porosity in the transition zone between paste and aggregates, and increasing concrete durability. Due to its high fineness, silica fume powder may present a handling problem, besides increasing the water consumption of the mixture. To attenuate adverse effects and improve their properties, the silica can be produced in suspension, also called colloidal silica dispersed in water. To evaluate the effect of silica in suspension on concrete, three concrete compositions were defined, and concentrations of 0% (reference) and 5% silica in suspension were used. The results showed an increase in mechanical properties of up to 40%, and indicate the potential of suspended silica to improve the efficiency of concretes.

KEYWORDS: Silica in suspension, high performance concrete, modulus of elasticity, dynamic modulus.

1 | INTRODUÇÃO

Segundo Mehta e Monteiro (1994) adições minerais são materiais silicosos finamente moídos, adicionados ao concreto em quantidades grandes, que atuam na melhoria das propriedades mecânicas. Os aditivos minerais podem ser classificados como pozolânicos, como a cinza volante com baixo teor de cálcio e a sílica ativa, podem ser cimentantes, como a escória de alto-forno, ou ainda serem tanto cimentantes quanto pozolânicos, como a cinza volante com alto teor de cálcio. Assim, muitos subprodutos industriais, antes descartados, têm se tornado fonte de adições minerais para o concreto ao redor do mundo.

As pozolanas são materiais que possuem origem em rochas vulcânicas e são compostas por materiais argilosos, siltes e areias. Para uso em concreto, são considerados como materiais pozolânicos naturais ou artificiais todos aqueles com características cimentícias, compostos por sílica em forma ativa. De acordo com Mehta e Monteiro (1994) uma pozolana é definida como um material silicoso ou sílico-aluminoso que em si mesmo possui pouca ou nenhuma propriedade cimentante mas, numa forma finamente dividida e na presença de umidade, reage quimicamente com hidróxido de cálcio a temperaturas ambientes para formar compostos com propriedades cimentantes. A reação entre a sílica ativa, estudada neste trabalho, e o cimento, consiste em uma reação lenta, onde a sílica consome o hidróxido de cálcio produzido nas reações de hidratação do cimento e produz mais silicato de cálcio hidratado (C-S-H), gerando uma matriz de alta resistência. O

material produzido pela reação da sílica ativa com o hidróxido de cálcio é responsável por preencher consideravelmente os espaços vazios na matriz de cimento, agindo como filler e diminuindo a porosidade do concreto. Essas propriedades da sílica melhoram o empacotamento do concreto, agindo especialmente na zona de transição onde o efeito parede (fenômeno na interface pasta-agregado, onde este dificulta a hidratação do cimento) é minimizado.

De acordo com Neville (1997) as pequenas partículas de sílica ativa aceleram a reação com o hidróxido de cálcio produzido nas reações de hidratação do cimento, bem como, preenchem os espaços vazios entre os compostos do cimento hidratado, diminuindo a porosidade e deixando a massa de concreto mais compacta e resistente, além de elevar a durabilidade do concreto. Segundo Silva, Battagin e Gomes (2017) a sílica ativa é uma pozolana de referência para a produção de concretos em meios agressivos. Isso por que a diminuição da porosidade em concretos com sílica, aumenta sua capacidade resistente a agentes externos que afetam a sua durabilidade. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), a ação pozolânica, em especial da sílica ativa, age causando o refinamento dos poros do concreto, tornando-o mais impermeável a entrada de líquidos e gases o que gera aumento de sua durabilidade.

A sílica ativa pode ser produzida a partir de ligas de ferro-silício ou silício metálico em fornos elétricos. Sua formação ocorre quando o monóxido de silício (SiO) em forma de gás se oxida formando dióxido de silício (SiO_2). São formadas partículas esféricas, da ordem de $0,2 \mu\text{m}$ e menores que as partículas de cimento, que podem chegar a $30 \mu\text{m}$.

Considerando o exposto, esta pesquisa tem por objetivo analisar a influência da adição de sílica ativa em suspensão nas propriedades mecânicas, tal como resistência a compressão e módulo de elasticidade, de concretos com diferentes classes de resistência, com objetivo de contribuir para o desenvolvimento de materiais mais eficientes e duráveis.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais empregados, dosagem e moldagem

O concreto deste estudo utilizou o cimento CP-V-ARI-RS, aditivo superplastificante a base de policarboxilato (2%), areia de origem fluvial classificada como fina, areia industrial oriunda da britagem de rochas graníticas classificada como média e pedra britada granítica classificada como zona granulométrica 9,5/25 (ABNT NBR 7211, 2005), equivalente a brita 1. Além disso, os agregados foram caracterizados em laboratório, seguindo os procedimentos e classificações descritos nas seguintes normas:

- NBR NM 248 – Agregados - Determinação da composição granulométrica
- NBR 7211 – Agregados para Concreto – Especificação

Os resultados da caracterização dos agregados são apresentados na Tabela 1.

Material	Dim. Máxima característica (mm)	Dim. mínima característica (mm)	Classificação NBR 7211	Módulo de Finura
Areia média	4,8	< 0,15	Zona ótima	2,60
Areia fina	0,6	0,15	Não classificado	1,11
Pedra britada	19	6,3	9,5/25	6,85

Tabela 1 – Resultado da Caracterização dos Agregados

Fonte: Elaboração própria

O método de dosagem do concreto adotado foi o método do IPT-EPUSP. Foram definidos três traços unitários (1:3,5, 1:4,5, 1:6) e estabelecido o teor de argamassa, que resultou em 57%. Ademais, foram variados os fatores água/cimento para obtenção do abatimento de 100 ± 20 mm. As misturas tiveram fracionamento do agregado miúdo em 80% de areia média e 20% de areia fina, visando melhorar a compactidade e fluidez do concreto. As diferentes composições foram misturadas em misturador vertical.

A partir do método de dosagem e das relações existentes entre traço unitário, relação água/cimento, resistência à compressão e consumo de cimento, foram confeccionados concretos com traços unitários para as relações água/cimento de 0,35, 0,45 e 0,60, apresentados na Tabela 2, com o objetivo de atingir diferentes faixas de resistência e módulo de elasticidade.

Composição	Traço Unitário	Traço Final	Relação a/c	Consumo de cimento (kg/m ³)
I	1:3,5	1:1,56:1,94	0,35	487
II	1:4,5	1:2,14:2,36	0,45	400
III	1:6,0	1:3,00:3,00	0,60	314

Tabela 2 – Composições empregadas na pesquisa.

Fonte: Elaboração própria (2019)

Para cada composição, foram moldados 6 corpos de prova, com dimensões 100 x 200 mm, para medida das propriedades mecânicas aos 7 e 28 dias. Foram realizadas leituras do módulo de elasticidade dinâmico, aos 7 dias, segundo a ASTM E 1876 e módulo estático, aos 28 dias, segundo a NBR 8522:2017. Os corpos de prova foram desmoldados 24h após sua moldagem, e mantidos em câmara úmida até a data dos ensaios, conforme orientações da NBR 5738:2016.

A sílica ativa empregada na pesquisa foi fornecida pela empresa Tecnosil e constituiu-se diluída em água, em solução quimicamente estável, na proporção de 50% de água e

50% de sílica reativa. Deste modo, houve a necessidade de descontar a água presente na sílica da água da mistura do concreto. A quantidade utilizada fora de 5% sobre a massa de cimento, devido a limitação na quantidade de material, o que corresponde, à uma adição de 2,5% de sílica ativa.



Figura 1 – Sílica ativa em suspensão

Fonte: Dos autores (2019)

As propriedades da sílica ativa em suspensão foram fornecidas pelo fabricante e estão apresentadas na Tabela 3.

Nome químico comum ou técnico	Concentração (%)
Sílica amorfa	48-52
Água	48-52

Tabela 3 – Composição da sílica ativa em suspensão.

Fonte: Elaboração própria (2019)

2.2 Determinação do módulo de elasticidade dinâmico

Segundo Neville (1981), o módulo de elasticidade dinâmico refere-se quase que puramente à efeitos elásticos, não sendo afetado pela deformação do material, visto que, durante a vibração, o corpo sofre apenas uma pequena tensão. Além disso, segundo Mehta e Monteiro (1994) o módulo de elasticidade dinâmico pode ser considerado equivalente ao módulo estático tangente inicial. Entretanto, as normas técnicas brasileiras não definem um método específico de ensaio para caracterização do módulo de elasticidade dinâmico no concreto, por isso, os valores apresentados foram obtidos através do método de caracterização previsto na instrução normativa ASTM E1876 - Método padrão para a determinação do módulo dinâmico de Young, módulo de rigidez, e coeficiente de Poisson por excitação impulsionada por vibração.

2.2.1 O método da ASTM E 1876

A instrução normativa norte-americana prevê a medição das propriedades englobadas em seu escopo utilizando transdutores por contato direto ou indireto, especificando as formas de ensaio para cada um dos tipos de medição. O método utilizado na presente pesquisa é o indireto, por vibração flexional, realizado com o auxílio de um equipamento Sonelastic®, da marca ATPC Engenharia, disponível no Laboratório de Nanotecnologia – Nanotec, da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). O equipamento realiza um ensaio não destrutivo, utilizando um pulsador manual, um microfone unidirecional para captação das ondas emitidas, um suporte para colocação dos corpos de prova e um computador para aquisição dos dados e cálculos das propriedades dos materiais ensaiados. Segundo a ATPC Engenharia Física (2014), o equipamento responsável pela aquisição dos dados recebe um sinal, que sofre uma conversão pela Transformada Rápida de Fourier (FFT), obtendo os picos das frequências naturais de vibração e calculando as propriedades dos materiais.

Assim, deve-se realizar as medições posicionando o microfone captador do equipamento ligeiramente próximo à superfície do material, sem tocá-lo. O material ensaiado deve estar com os suportes de sua base distantes de $0,224L$ de ambas as extremidades, conforme Figura 2. Então, promove-se um impacto suave na superfície oposta àquela em que o microfone foi posicionado, fazendo com que a onda se propague pelo material e seja captada pelo microfone. Por fim, devem ser realizadas, no mínimo, cinco medições por corpo de prova, de modo que os valores das leituras não estejam discrepantes em mais de 1%, e assim, usa-se a média dos valores como resultado final.

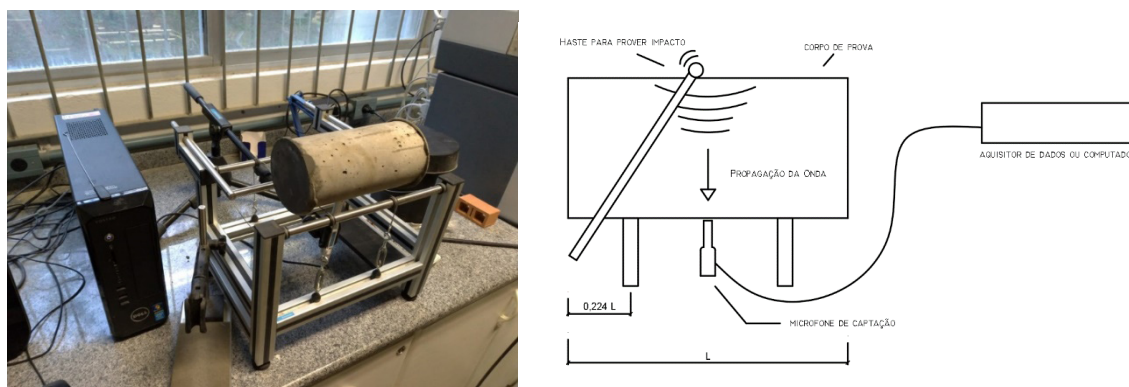


Figura 2 – Aparelho utilizado na determinação do módulo de elasticidade dinâmico

Fonte: Dos autores (2019)

2.3 Determinação do módulo de elasticidade estático

O módulo de elasticidade estático é normatizado pela NBR 8522 – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão, e determinado através do módulo de deformação tangente inicial, que equivale aproximadamente ao módulo

secante entre uma tensão inicial de 0,5 MPa e 30% da tensão de ruptura do concreto em estudo. Assim, conhecida a tensão de ruptura, pode-se realizar o ensaio estimando o valor de 30% desta, e escolhendo um dos métodos de ensaio propostos em norma para determinar o valor do módulo de elasticidade estático. A norma prevê dois métodos de ensaio para caracterização desta propriedade: com tensão fixada ou com deformação específica fixada. Deste modo, optou-se pelo método de carregamento que envolve a fixação da tensão, descrito na norma brasileira como metodologia A.

Os corpos de prova foram devidamente centralizados entre os pratos da prensa e para leitura do módulo de elasticidade estático utilizou-se um aparato com anéis metálicos e bases independentes, acoplados à dois transdutores para medições de deslocamento linear (LVDT), apresentado na Figura 3. Assim, foram medidas as tensões e suas deformações associadas com a posterior determinação da resistência a compressão do corpo de prova, levando este a ruptura. Deste modo, tornou-se possível traçar o diagrama de tensão \times deformação, bem como, obter os valores dos módulos de elasticidade estático.

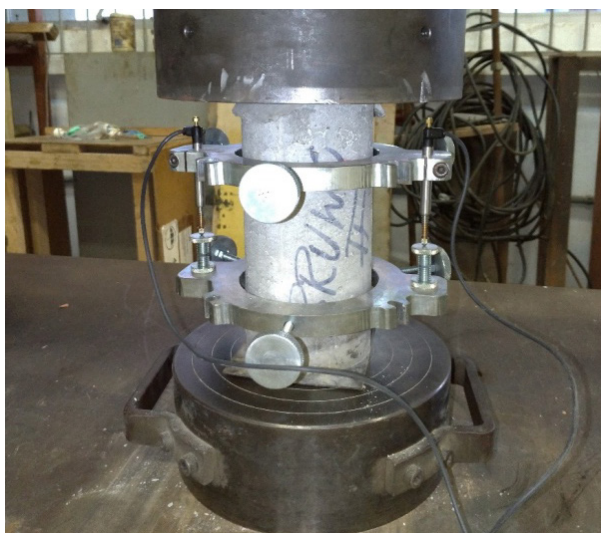


Figura 3 – Aparato com anéis metálicos e dois LVDT's - ligados ao sistema de aquisição de dados - para medição da deformação do corpo de prova de concreto.

Fonte: Dos autores (2019)

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Propriedades Mecânicas

Os resultados obtidos experimentalmente são apresentados na Tabela 4 e no Gráfico 1. O módulo de elasticidade estimado, apresentado na Tabela 4, foi determinado através das equações (1) e (2) estipuladas pela NBR 6118:2014.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Equação 1})$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde α_E é o coeficiente de ajuste associado ao agregado graúdo utilizado na produção do concreto. Como o agregado utilizado é de rocha granítica, α_E assume valor igual a um. A equação 1 foi aplicada para concretos de até 50 MPa, e para os concretos acima de 55 MPa a equação 2 foi utilizada.

Composição	Traço	a/c	f_c 7 dias (MPa)	f_c 28 dias (MPa)	E_{din} 28 dias (GPa)	$E_{estático}$ 28 dias (GPa)	$E_{estimado}$ (GPa)
I	Ref.	0,35	52,8	55,7	45,3	37,6	41,8
	Sílica		40,3	71,8	46,7	38,6	43,8
II	Ref.	0,45	27,1	37,7	42,5	27,1	34,4
	Sílica		37,1	55,6	45,1	35,4	40,8
III	Ref.	0,60	17,9	22,5	36,3	22,5	26,5
	Sílica		23	33,7	40,6	28,5	32,5

Tabela 4 – Determinação das propriedades mecânicas dos concretos.

Fonte: Elaboração própria (2019)

3.1.1 Consistência e coesão do concreto produzido

Em todas as composições, foram realizados ensaios de espalhamento do concreto, *Slump Flow*, obtendo-se uma média de 60 cm para os traços de referência e 65 cm para os traços com utilização da sílica. Para os traços sem sílica foi visualizado uma maior segregação entre os agregados e a argamassa, além de uma maior exsudação após a moldagem. Para o traço com sílica, o concreto produzido apresentou melhor coesão entre os agregados e a argamassa, sem segregação, e com exsudação pouco perceptível. Como a sílica utilizada no concreto estava em estado coloidal, acredita-se que esta seja responsável por melhorar a fluidez, sem perda da coesão.

3.1.2 Resistência à Compressão

Pode-se verificar que a resistência à compressão sofreu influência significativa com variação da relação água/cimento (a/c), sendo que, com o aumento do teor de água, houve redução da resistência mecânica. Este comportamento é previsto pela Lei de Abrams, que relaciona o aumento de resistência do concreto com redução da relação água/cimento.

A evolução da resistência, dos 7 aos 28 dias, para as composições II e III de referência estiveram dentro do esperado, com aumentos de aproximadamente 20%. A

composição de referência I, entretanto, teve crescimento de apenas 6% dos 7 aos 28 dias. Este comportamento pode ser explicado pelo emprego do cimento de alta resistência inicial, que consome maiores quantidades de água e hidrata-se com maior velocidade nas primeiras idades, reduzindo o acréscimo de resistência ao longo do tempo.

As composições com a adição de sílica em suspensão apresentaram um ganho significativo de resistência mecânica entre os 7 e os 28 dias, com aumento de 78% para o traço I, atingindo a resistência à compressão média de 71,8 MPa, 50% para o traço II e 47% para o traço III. Foi associado ao ganho expressivo de resistência, dos 7 aos 28 dias, para o traço I com sílica, a ocorrência de erros na moldagem dos corpos de prova, utilizados para o ensaio de compressão axial aos 7 dias. Isso se verifica pela menor resistência média dos corpos de prova com sílica em relação aos sem a adição, que atingiram 52,8 MPa.

Ao comparar o concreto de referência com o concreto com adição de sílica ativa, observou-se maiores variações para os traços com maior relação de água/cimento. Dito isso, foi obtido um aumento de resistência aos 28 dias de 29% para o traço I, 47% para o traço II e 50% para o traço III. Esse aumento mais elevado para os traços I e II pode ser associado a porosidade do concreto. De acordo com Tutikian, Isaia e Helene (2011) a sílica ativa é responsável por melhorar as propriedades reológicas da pasta, como a coesão, fluidez, viscosidade, evitar a segregação e diminuir consideravelmente a porosidade do concreto. Esses efeitos são melhor visualizados em concretos com relação de água/cimento mais elevado, onde a porosidade é maior. Em concreto de alto desempenho com relação de água/cimento menor que 0,40, nem todo o cimento anidro consegue hidratar com a quantidade de água da mistura. Portanto, o cimento não hidratado se mantém como material ocupante dos espaços vazios na matriz, diminuindo a porosidade do concreto, o que acaba atenuando o acréscimo de resistência causado pela sílica.

Em trabalho realizado por Tsardaka e Stefanidou (2019), a sílica ativa em suspensão foi adicionada a pastas de cimento com o objetivo de analisar possíveis ganhos em suas propriedades mecânicas. Neste trabalho, a relação água/cimento foi mantida constante, e o teor de sílica ativa em suspensão variou entre 1,5 e 3%. Os resultados apresentados por Tsardaka e Stefanidou (2019) quando houve adição de sílica ativa em suspensão, mostraram ganhos de até 50% de resistência mecânica aos 7 dias. Aos 28 dias, o ganho médio foi de 30%.

Por outro lado, o trabalho de Lavergne, Belhadi, Carriat e Fraj (2019) avaliou o aumento de resistência mecânica em pastas de cimento com adição de nanossílica em suspensão, material semelhante, porém mais fino do que a sílica ativa. Os resultados obtidos evidenciam pouca diferença aos 28 dias entre as misturas com adição de nanossílica e a de referência. Aos 90 dias, entretanto, o comportamento diferencia-se para apenas uma mistura, havendo um ganho de resistência de mais de 50% contra apenas 5% nas demais composições. Isso evidencia diferentes comportamentos para o

ganho de resistência em misturas contendo sílica ativa e a nanossílica em suspensão.

3.1.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é uma das propriedades mais importantes do concreto estrutural, influencia a segurança, a durabilidade, a velocidade de construção e o custo das estruturas de concreto. A capacidade de deformação do concreto é influenciada por inúmeros fatores relacionados as propriedades da matriz cimentícia, dos agregados e da zona de transição interfacial. Pode-se citar, como exemplo, o grau de empacotamento e hidratação do C-S-H, o efeito das adições minerais, a porosidade da matriz cimentícias, e, as características mineralógicas, de porosidade, geometria, rugosidade e fração volumétrica dos agregados.

Os resultados obtidos na determinação do módulo de elasticidade estático, decrescem proporcionalmente à resistência mecânica das misturas, conforme esperado, tanto para a composição de referência, quanto para o concreto com adição de sílica ativa em suspensão. Além disso, sabe-se que a resistência mecânica do concreto é regida pela porosidade da matriz e fragilidade da zona de transição. Isso pode demonstrar que as características da zona de transição e a porosidade da matriz apresentam grande influência também nos valores do módulo de elasticidade, visto que, as misturas mantiveram suas variações de módulos de elasticidade coerentes com as alterações da resistência à compressão, mesmo tendo diferentes fracionamentos volumétricos de agregado.

Quando a comparação é feita entre os módulos de elasticidade estáticos das composições de referência e das composições com adição de sílica ativa em suspensão, percebe-se que, em misturas de resistência elevada a variação no módulo é inferior do que em misturas de menor resistência. Essa diferença existente pode ser explicada através da porosidade da matriz e do efeito fíler ocasionado pela adição de sílica ativa. Como se sabe, concretos com maior adição de água apresentam maior porosidade na matriz cimentícia, bem como, zonas de transição mais frágeis. Portanto, as composições II e III, que possuem relação água/cimento de 0,45 e 0,60, respectivamente, ao receberem adição de sílica ativa, beneficiaram-se preponderantemente de melhorias em sua porosidade, ocasionadas pelo efeito de preenchimento da sílica ativa, e conseqüentemente, aumento da resistência, menor capacidade de deformação e maior módulo de elasticidade, do que as composições que não tiveram adição da sílica.

Para o módulo de elasticidade dinâmico, a mesma variação supracitada é observada, tendo as composições II e III sofrido maiores acréscimos com a adição da sílica ativa em suspensão. No Gráfico 1, pode-se observar o ganho de resistência à compressão e do módulo de elasticidade, com adição da sílica ativa em suspensão, para as três composições avaliadas.

Os diagramas tensão-deformação das composições de concreto de referência e com

sílica em suspensão, estão apresentados no Gráfico 2 e Gráfico 3, respectivamente.

Complementarmente, foi verificado que a relação entre o módulo de elasticidade dinâmico, foi em média, 1,20 vezes o módulo de elasticidade estático, conforme já verificado em várias pesquisas.

A estimativa do módulo de elasticidade, através da fórmula empírica proposta pela NBR 6118 (2014), mostram valores um pouco inferiores aos resultados medidos experimentalmente. Este comportamento, reforça a importância de uma determinação experimental, em projetos de estruturas que dependem de uma maior precisão desta propriedade, para garantir a segurança e a durabilidade do sistema estrutural.

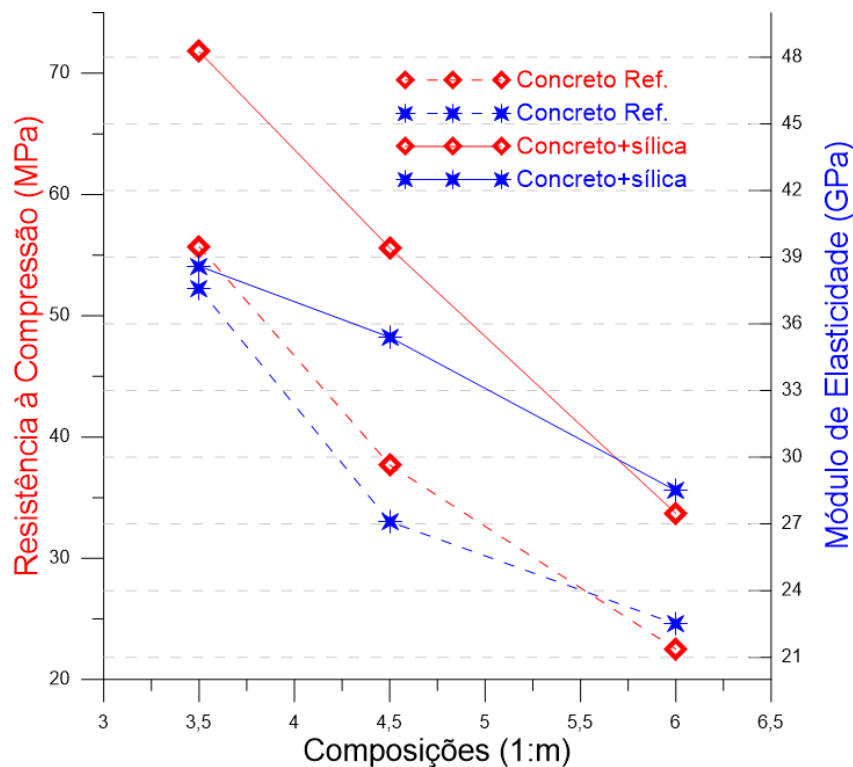


Gráfico 1 – Relações entre Resistência à Compressão, relação a/c e Módulo de Elasticidade Estático.

Fonte: Elaboração própria (2019)

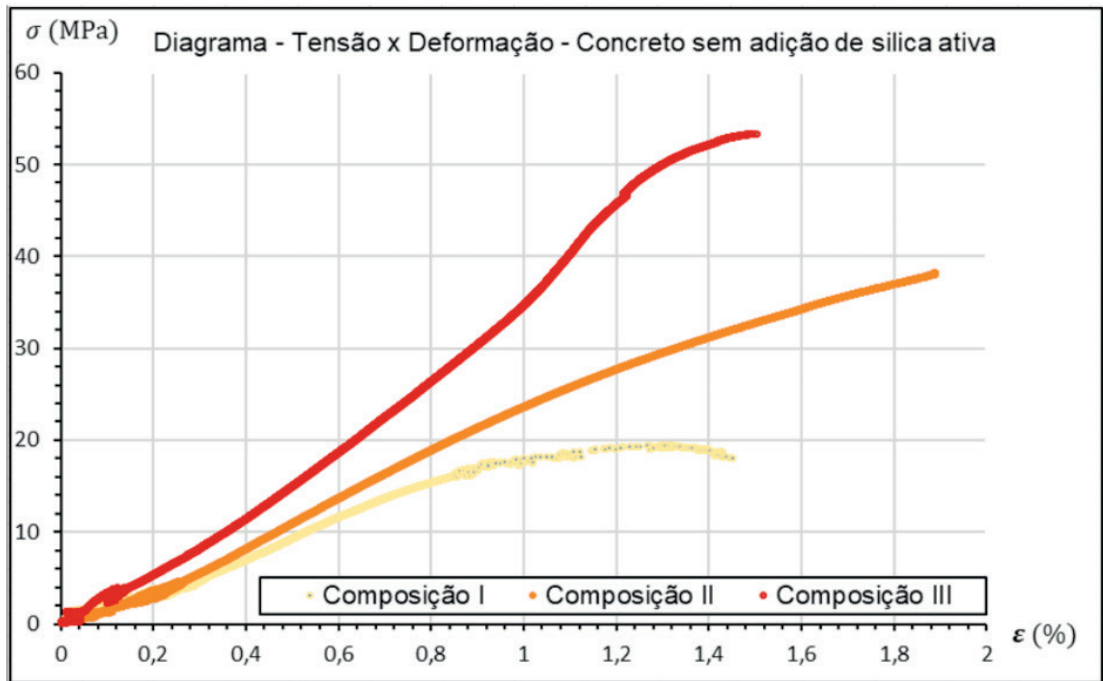


Gráfico 2 – Tensão x Deformação sem adição de sílica ativa.

Fonte: Elaboração própria (2019)

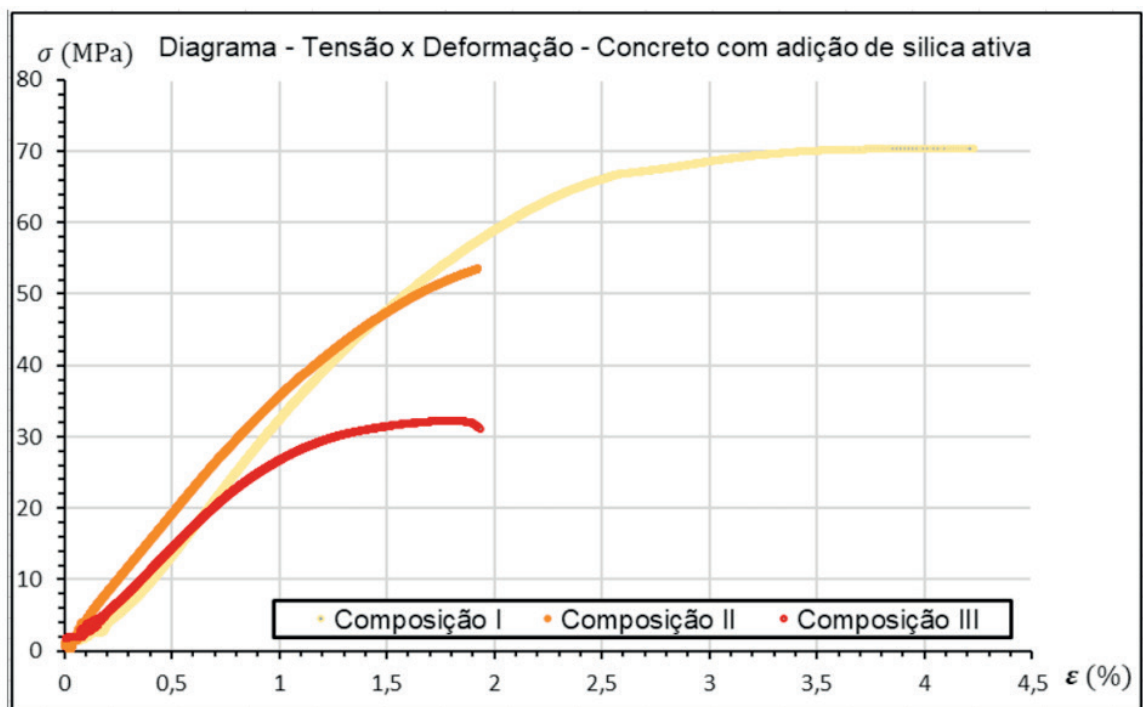


Gráfico 3 – Tensão x Deformação com adição de sílica ativa

Fonte: Elaboração Própria (2019)

4 | CONCLUSÃO

Ao analisar os resultados obtidos para as composições com sílica reativa em suspensão, foi verificado um aumento médio de resistência à compressão de 40%, em relação aos traços de referência, e, um aumento médio de 20% no módulo de elasticidade

estático. Os resultados expressam as vantagens de se utilizar sílica ativa como adição no concreto, especialmente em composições de elevada resistência, onde a baixa porosidade e os produtos da reação entre a sílica e os compostos do cimento, contribuem para a resistência da matriz, e, especialmente, da zona de transição. Também foi observado, que a sílica em suspensão, alterou as propriedades do concreto em seu estado fresco, melhorando a sua trabalhabilidade.

Considerando a relação entre os módulos de elasticidade estático e dinâmico, foram verificadas variações aproximadas, entre 20% a 30% inferiores para o módulo de elasticidade estático. Esta diferença é frequentemente relacionada com a metodologia de determinação.

Pode-se inferir, considerando as características da sílica em suspensão e as propriedades modificadas no concreto, um aumento da durabilidade prevista ao concreto estrutural. Considerando os resultados obtidos, e a reduzida existência de estudos avaliando este tipo de adição – principalmente se comparado à sílica ativa particulada –, pretende-se mensurar a concentração mais eficiente, além de ensaios de caracterização complementares.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION FOR TESTING MATERIAL. **ASTM E 1876: Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration**. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738:2016 Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014 – Estruturas de Concreto Armado - Procedimentos**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211:2005 – Agregados para concreto – Especificação**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522:2017 – Concreto – Determinação dos Módulos Estáticos de Elasticidade e de Deformação à Compressão**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248:2003 – Agregados - Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro.

ATCP Engenharia Física. **Sonelastic**. Disponível em <<https://www.sonelastic.com/pt/productos/sistemas/sonelastic-medio-porte.html>>. Acesso em 15 de Janeiro de 2019.

LAVERGNE, F.; BELHADI, R.; CARRIAT, J.; FRAJ, A.B.; **Efect of nano-silica particles on the hydration, the rheology and the strength development of a blended cement paste**. Cement and Concrete Composites v.95, Janeiro de 2019, p. 42-55.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Microestrutura, propriedades e**

materiais.1.ed. Editora IBRACON, 2008.

NEVILLE, A.M. **Properties of Concrete**. 3 ed. Pitman Pub, 1981.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1997.

SILVA, M.G.; BATTAGIN, A.F.; GOMES, V.; **Cimentos Portland com Adições Minerais**. In: Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia dos Materiais. 3ª ed. São Paulo. Editora IBRACON, 2017.

TSARDAKA, E.; STEFANIDOU, M. **Application of an alternative way for silica fume dispersion in cement pastes without ultrasonication**. Cement and Concrete Research v. 115, Janeiro de 2019, p. 59-69.

TUTIKIAN, B. F.; ISAIA, G.C.; HELENE, P. **Concreto de Alto e Ultra-alto Desempenho** . In: ISAIA, G.C. Concreto: Ciência e Tecnologia. 1 ed. São Paulo: Editora IBRACON, 2011.

ESTUDO DAS PROPRIEDADES DE UM CONCRETO COM 20MPA NO ESTADO FRESCO, MISTURADO À MÃO E NA BETONEIRA, COM E SEM A SUBSTITUIÇÃO DA AREIA NATURAL POR AREIA BRITADA

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 17/04/2020

Gabriel Rigaud Figueirôa Lyra

Universidade Federal Rural de Pernambuco
Cabo de Santo Agostinho – Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/3958782513733383>

Anderson José Silva

Universidade Federal Rural de Pernambuco
Cabo de Santo Agostinho – Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/0895425089026343>

André Vinícius Melo Couto

Universidade Federal Rural de Pernambuco
Cabo de Santo Agostinho – Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/4544033112109443>

André William Barbosa Brito

Universidade Federal Rural de Pernambuco
Cabo de Santo Agostinho – Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/1589879584642925>

Sócrates Ildefonso Farias da Silva

Universidade Federal Rural de Pernambuco
Cabo de Santo Agostinho – Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/5721110554483387>

Simone Perruci Galvão

Universidade Federal Rural de Pernambuco
Cabo de Santo Agostinho – Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/1523292800241605>

RESUMO: O concreto é um material compósito utilizado em larga escala na construção civil e seu emprego é justificado por uma série de vantagens em relação a outros materiais, entre estas, a resistência mecânica (estado endurecido) e trabalhabilidade (estado fresco). A grande utilização da areia natural para produção de concretos tem gerado algumas discussões no meio devido à preocupação com o impacto ambiental e, para minimizá-las, surge a alternativa do uso da areia de britagem (resíduo resultante do processo de britagem do agregado em pedreiras). Porém, as compatibilidades deste material com os outros componentes do concreto irão definir o desempenho do material para atender as especificações as quais se destinam, entre estas: a trabalhabilidade, foco deste estudo. Esta propriedade é importante ao processo produtivo do concreto, pois designa a maior ou menor aptidão destes serem misturados, lançados, adensados e acabados, sem perda de sua homogeneidade. A trabalhabilidade (abatimento do concreto) e plasticidade foram avaliadas e comparadas para um concreto dosado para atingir uma resistência à compressão de 20 MPa, aos 28 dias, e com diferentes frações e tipos de agregados miúdos, sendo 100% do tipo areia natural e outro com 30% de areia

britada e 70% de areia natural. As misturas foram realizadas a mão e na betoneira, para visualizar se havia alguma diferença em relação aos métodos de mistura. Nas misturas em betoneira, os dois traços se apresentaram mais trabalháveis, com um maior envolvimento da pasta ao redor do agregado e, foi verificado também, que não houveram consideráveis mudanças na trabalhabilidade e homogeneidade nos traços com areia britada em relação aos traços somente com areia natural. Entretanto, quando misturados à mão, os traços com areia britada obtiveram menor trabalhabilidade em relação ao com 100% de areia natural.

PALAVRA-CHAVE: concreto, areia artificial, estado fresco.

STUDY OF A CONCRETE PROPERTIES WITH 20MPa, AT FRESH STATE, MIXED BY HAND AND BY MIXER WITH AND WITHOUT THE REPLACEMENT OF NATURAL SAND BY ARTIFICIAL SAND

ABSTRACT: Concrete is a composite material used on a large scale in civil construction and its use is justified by a number of advantages over other materials, including mechanical strength (hardened state) and workability (fresh state). The great use of natural sand for the production of concrete has generated some discussion in the middle due to the concern with the environmental impact and, to minimize them, the alternative of the use of the sand of crushing appears (residue resulting from the crushing process of the aggregate in quarries). However, the compatibilities of this material with the other components of the concrete will define the performance of the material to meet the specifications that are intended, among them: the workability, focus of this study. This property is important to the productive process of the concrete, since it designates the greater or lesser aptitude of these being mixed, poured, compacted and finished, without loss of its homogeneity. The workability and plasticity were evaluated and compared for a concrete dosed to achieve a compressive strength of 20 MPa, at 28 days, and with different fractions and types of small aggregates, being 100% natural sand type and another with 30% of crushed sand and 70% of natural sand. The mixtures were made by hand and in the concrete mixer to see if there was any difference in mixing methods. The mixtures made in the concrete mixer, the two traces were more workable, with a greater involvement of the paste around the aggregate and, it was observed too, that there were not significant changes in the workability and homogeneity of the traces with sand crushed in relation to the traces only with natural sand. However, when mixed by hand, the traces with crushed sand obtained less workability in relation to 100% natural sand.

KEYWORDS: concrete, artificial sand, fresh state.

1 | INTRODUÇÃO

Nos últimos anos é notório o avanço da construção civil, uma consequência natural do desenvolvimento da economia de um país, o que propicia um impacto ambiental no planeta.

O principal produto empregado no ramo da construção civil é o concreto. Segundo ISAIA (2012), Cerca de 70% - 80% dos componentes finais de um concreto são de agregados, que por sua vez são constituídos de agregados miúdos, entre estes, a areia natural. A extração desse componente é proveniente da dragagem nos leitos dos rios, cujo processo desgasta o solo e facilita a erosão.

Além do impacto ambiental, a extração da areia natural tem ocasionado um custo elevado para as diversas empresas de construção civil devido ao aumento da distância extração-utilização e, algumas vezes, esse investimento não chega a ser compensado, pois nem sempre se obtêm um material de boa qualidade. Nesse sentido, o uso da areia artificial resulta em benefícios para o meio ambiente. Segundo HOLSBACH (2004), a introdução da areia artificial no mercado da construção civil tende a diminuir os danos causados pela extração da areia natural dos lagos e leitos de rios, além disso, ela possui um custo menor em relação a areia natural. Vale ressaltar a agilidade do processo de obtenção da areia artificial e a possibilidade de um maior controle de qualidade.

ZORDAN (1997), comprovou a viabilidade técnica do emprego de entulho da construção civil, como agregado, para a confecção de concreto não estrutural destinados à infraestrutura urbana. Os materiais constituintes encontrados no entulho de obra, são: argamassas (37,4%), concreto (21,1%) e cerâmicos não polidos (20,8%) e possuem boa distribuição granulométrica do rejeito, sendo o material composto por aproximadamente 50% de material graúdo e 50% de material miúdo. Portanto, torna-se uma alternativa interessante para a substituição do agregado de origem natural.

Faz-se necessário pontuar que a areia artificial ou pó de pedra é um material pouco estudado, entretanto, a sua utilização está em constante crescimento. Segundo Fernando Mendes Valverde, presidente da ANEPAC (Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para Construção), em entrevista ao *site* da empresa Cimento Itambé, o consumo de areia artificial no ano de 2014 foi de aproximadamente 20 milhões de toneladas. Tal fato comprova o alto consumo deste material.

Qualquer estudo de dosagem de concretos possui fundamentos científicos e tecnológicos fortes, mas sempre envolve uma parte experimental em laboratório e/ou campo, sujeitando os pesquisadores e profissionais a considerarem a dosagem do concreto mais como uma arte do que uma ciência (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

A análise das propriedades do concreto no estado fresco é bastante relevante no que diz respeito a tecnologia de produção do concreto, pois a partir desses estudos se pode inferir qualidades do processo produtivo, bem como a prevenção de possíveis patologias advindas desta etapa. Existem diversas outras variáveis que podem influenciar nesta propriedade, como por exemplo, o processo que será utilizado para a fabricação, que segundo a classe de resistência deste estudo podem ser rodadas em betoneiras ou à mão.

A trabalhabilidade, uma das variáveis analisadas neste estudo, é a propriedade do

concreto que está associada à facilidade de se misturar, transportar, lançar e adensar (Martins 2008). Ela é fundamental e indispensável em um estudo de dosagem, garantindo que o material possa ser manipulado sem comprometer sua integridade e ser adequado aos moldes e armaduras das estruturas, sem acarretar falhas de concretagem.

Outra característica importante que deve ser analisada é a exsudação que, segundo ALMEIDA (2002), é a tendência da água de amassamento vir à superfície do concreto recém-lançado. Como consequência, a parte superior do concreto tornasse excessivamente úmida, produzindo um concreto poroso e menos resistente.

De acordo com KLEIN (2008), a utilização de areia artificial tende a aumentar a viscosidade e massa específica do concreto no estado fresco. Tais aumentos, originam um aumento na resistência a compressão em mais de 20%. Esses resultados são encontrados quando o uso de areia artificial representa 30% da quantidade de agregado miúdo. Ao utilizar-se de proporções acima de 50%, o concreto irá demonstrar características de exsudação e segregação inviáveis ao seu uso.

Observando essa tendência de utilização da areia artificial, o presente estudo visa comparar as características do concreto no estado fresco, tais como: consistência, plasticidade, exsudação e trabalhabilidade, em concretos dosados com a substituição da areia natural pela areia artificial (30%), e quando misturados por dois processos de mistura: à mão e em betoneira.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Características dos materiais

2.1.1 Cimento Portland

Para a produção do concreto utilizou-se o cimento Portland do tipo CII-E, de classe de resistência de 40Mpa. Esse aglomerante foi escolhido devido às suas características de ligante hidráulico e por apresentar baixo calor de hidratação, evitando trincas, justificando assim a sua usabilidade.

2.1.2 Agregado miúdo

Como agregado miúdo foi utilizado neste trabalho areia de cava e areia artificial. As características físicas das areias empregadas encontram-se nas tabelas 1 e 2. Para análise comparativa dos concretos estudados, foi utilizada uma proporção de: 30 % de areia artificial e 70% de areia natural, em um traço, e no outro traço, foi empregado 100% de areia natural.

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (NBR NM 248/2003)			
Abertura Peneira (mm)	Peneiramento -Peso Retido (g)	Percentual Retido (%)	Percentual Acumulado (%)
75	-	0,00	0
63	-	0,00	0
50	-	0,00	0
37,5	-	0,00	0
31,5	-	0,00	0
25	-	0,00	0
19	-	0,00	0
12,5	-	0,00	0
9,5	-	0,00	0
6,3	2,20	0,22	0
4,75	39,20	3,92	4,1
2,36	365,00	36,50	40,6
1,18	193,30	19,33	60,0
0,6	124,90	12,49	72,5
0,3	80,60	8,06	80,5
0,15	88,90	8,89	89,4
FUNDO	105,90	10,59	100,00
Total	1000	100,00	100,00
Modulo de finura	2,883	-	-
Massa especifica (g/cm3)	1,547	-	-

Tabela 1: Composição granulométrica da areia artificial.

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (NBR NM 248/2003)			
Abertura Peneira (mm)	Peneiramento -Peso Retido (g)	Percentual Retido (%)	Percentual Acumulado (%)
75	-	0,00	0
63	-	0,00	0
50	-	0,00	0
37,5	-	0,00	0
31,5	-	0,00	0
25	-	0,00	0
19	-	0,00	0
12,5	-	0,00	0
9,5	-	0,00	0
6,3	-	0,00	0
4,75	2,10	0,21	0,2
2,36	22,80	2,28	2,5
1,18	66,20	6,62	9,1
0,6	181,80	18,18	27,3
0,3	268,70	26,87	54,2
0,15	262,10	26,21	80,4
FUNDO	196,30	19,63	100,00
Total	1000	100,00	100,00
Modulo de finura	1,737	-	-
Massa especifica (g/cm3)	1,572	-	-

Tabela 2: Composição granulométrica da areia natural.

A areia artificial em estudo possui uma superfície rugosa devido a seu método de produção e, como observa-se na tabela 1, possui granulometria descontínua. Percebe-se também que o módulo de finura de 2,883 a caracteriza como grossa, na qual o material apresentou maior retenção percentual nas peneiras com aberturas de 2,36mm e 1,18mm.

Já a areia natural apresentou granulometria contínua e módulo de finura 1,737, o que a caracterizou como fina. Tal fato, confirma-se na tabela 2 em que as peneiras que mais retêm são as de menor abertura.

2.1.3 Agregado graúdo

Utilizaram-se dois tipos de agregados graúdos, um com dimensão máxima característica de 12,5 mm e o outro de 19 mm, ambos provenientes da rocha mãe gnaíse. Utilizou-se proporções iguais dos agregados na mistura a fim de tentar obter uma continuidade das dimensões e compensar o módulo de finura da areia. As curvas granulométricas e a caracterização do agregado graúdo encontram-se nas tabelas 3 e 4.

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (NBR NM 248/2003)			
Abertura Peneira (mm)	Peneiramento -Peso Retido (g)	Percentual Retido (%)	Percentual Acumulado (%)
75	-	0,00	0
63	-	0,00	0
50	-	0,00	0
37,5	-	0,00	0
31,5	-	0,00	0
25	-	0,00	0
19	-	0,00	0
12,5	322,50	10,75	11
9,5	1398,5	46,62	57,37
6,3	975,0	32,50	89,87
4,75	236,80	7,89	97,76
2,36	58,20	1,94	99,70
1,18	0,20	0,01	99,71
0,6	0,10	0,00	99,71
0,3	0,50	0,02	99,73
0,15	1,20	0,04	99,77
FUNDO	7,00	0,23	100,00
Total	3000	100,00	100,00
Dimensão máxima (mm)	19,00	-	-
Módulo de finura	5,540	-	-
Massa específica (g/cm ³)	1,425	-	-

Tabela 3: Composição granulométrica da brita 12,5 mm.

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (NBR NM 248/2003)			
Abertura Peneira (mm)	Peneiramento -Peso Retido (g)	Percentual Retido (%)	Percentual Acumulado (%)
75	-	0,00	0
63	-	0,00	0
50	-	0,00	0
37,5	-	0,00	0
31,5	-	0,00	0
25	-	0,00	0
19	720	7,20	7
12,5	7145	71,45	79
9,5	1876	18,76	97,41
6,3	213	2,13	99,54
4,75	7	0,07	99,61
2,36	-	0,00	99,61
1,18	-	0,00	99,61
0,6	-	0,00	99,61
0,3	-	0,00	99,61
0,15	-	0,00	99,61
FUNDO	39	0,39	100,00
Total	10000	100,00	100,00
Dimensão máxima (mm)	25,00	-	-
Módulo de finura	7,020	-	-
Massa específica (g/cm ³)	1,470	-	-

Tabela 4: Composição granulométrica da brita (19,0 mm)

2.1.4 Água

A água utilizada foi fornecida pela Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA).

2.2 Métodos

Os concretos foram produzidos para obtenção da característica de resistência a compressão de 20Mpa e para um abatimento de 9 ± 1 cm. Foram utilizados dois métodos de mistura, a mão e com o uso de betoneira, a fim de se comparar as possíveis modificações das propriedades no estado fresco com estes dois métodos de mistura. Os traços utilizados são informados na tabela 5.

	Cimento	Areia natural	Areia artificial	B0	B1	Água
Traço 1	1	1,547	0,663	2,01	2,07	0,64
Traço 2	1	2,21	0	2,01	2,07	0,64

Tabela 5: Traços adotados no estudo.

Para a produção do concreto os materiais foram devidamente pesados de acordo com os seus traços e colocados na betoneira, na seguinte sequência: primeiro foram colocados todos os materiais secos e depois a água e foram misturados por 4 minutos, até observarmos a completa homogeneidade da mistura. Após esse tempo foi verificado a trabalhabilidade, utilizando o ensaio de abatimento do concreto (*Slump Test*), de acordo com a NBR NM 67 (1998).

Para cada traço as misturas foram feitas em betoneira e manualmente. No traço 1, usando betoneira, a mistura ocorreu por 4 minutos até ser observada a homogeneização completa. Já na mistura manual, esta observação ocorreu após 1 minuto e 30 segundos. No traço 2; com a betoneira, a mistura levou 4 minutos, enquanto que com a mão durou 5 minutos e 17 segundos.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção serão apresentados os resultados dos ensaios realizados com os dois tipos de traços analisados: o traço com 70% de areia natural e 30% de areia artificial e o traço com 100% de areia natural. Com os materiais já descritos anteriormente, foram preparados os concretos com os traços de 1:1,54:0,66:2,01:2,07:0,64 (cimento, areia natural, areia artificial, brita 12,5 mm, brita 19 mm, água) e 1:2,21:2,01:2,07:0,64 (cimento, areia natural, brita 12,5 mm, brita 19 mm, água) , medidas em massa.

3.1 Resultados das propriedades no estado fresco

3.1.1 Exsudação

Foi possível observar que o traço 1, em relação ao traço 2, apresentou uma aparência mais seca, menos trabalhável, uma vez que a areia artificial possui grãos mais finos além de uma textura mais rugosa e forma menos esférica e arredondada. Portanto, apresentou menor exsudação segundo os ensaios realizados em conformidade com a NBR NM 15558, 2008.

3.1.2 Homogeneidade e Trabalhabilidade

Com relação as diferenças entre a mistura manual e em betoneira, para ambos os traços a mistura utilizando a betoneira se apresentou mais trabalhável, homogênea e com aparência mais úmida, lubrificada, visualizando-se a presença de uma superfície mais brilhante. Isso pode ser explicado devido a uma melhor mistura dos elementos.

3.1.2.1 Concreto preparado na betoneira

Os dois traços quando misturados na betoneira, apresentaram uma boa homogeneidade da mistura dos seus componentes, sendo que o emprego de 30% da areia artificial na mistura não propiciou para esta propriedade e tipo de mistura diferenças significativas.

No traço realizado com areia artificial, notou-se uma menor trabalhabilidade em relação ao traço realizado apenas com areia natural. Segundo NEVILLE (1997), a areia artificial requer uma maior utilização de água, porque possui partículas menos esféricas e arredondadas que a areia natural devido as características físicas de seus grãos. Por outro lado, caso não se faça um melhor ajuste do traço como um todo, a resistência a compressão pode ser prejudicada, pois aumenta a relação água/cimento. O que se observa é que mesmo a areia natural sendo mais fina, o que teoricamente exigiria mais água para manter a trabalhabilidade, ela propiciou um melhor envolvimento da pasta em torno do agregado devido a forma de seus grãos.

3.1.2.2 Concreto preparado à mão

Na mistura manual, o traço 1, composto por areia artificial, apresentou uma menor homogeneidade e trabalhabilidade *Slump Test* em relação à mistura em betoneira e em relação ao traço 2. Já no traço 2, apenas com areia natural, este tipo de mistura se mostrou equivalente à mistura em betoneira, conforme mostra os dados da tabela 6.

Identificação	<i>Slump Test</i>
Traço 1 na betoneira	9 cm
Traço 1 manual	2 cm
Traço 2 na betoneira	10 cm
Traço 2 manual	10,5 cm

Tabela 6: Resultado do ensaio do *Slump Test* para cada traço e tipo de mistura.

4 | CONCLUSÃO

A areia artificial, ou areia britada, pode substituir parcialmente a areia natural na produção de concreto, pois não há grandes perdas ou mudanças nas características essenciais das propriedades no estado fresco do produto final.

Os ensaios de abatimento- *Slump Test*- mostraram que: tanto os traços feitos com 100% de areia natural quanto os com 70% de natural e 30% de artificial, resultaram em abatimentos muito próximos, quando executados na betoneira. Já no caso das misturas realizadas a mão, houve uma considerável diferença na trabalhabilidade.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT.NBR NM 67: **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.**1998.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 15558 – **Agregados – Determinação da exsudação.** 2008.

ALMEIDA, L.C. **Concreto: Notas de aula.** Faculdade de engenharia civil. Universidade estadual de Campinas, 2002.

Valverde, F. M.. “**Mineradores de areia tentam reinventar mercado**”. Disponível em: <<https://www.cimentoitambe.com.br/mineradores-de-areia-tentam-reinventar-mercado/>>. Acesso em: 17/04/2020.

HOLSBACH, T.S. **Avaliação da substituição da areia natural por areia artificial em argamassa de cimento cal e areia para assentamento.** TCC, Departamento de Tecnologia. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rido de Janeiro, 2004.

ISAIA, G. C.. **Concreto: ciência e tecnologia.** 1 ed. São Paulo-SP. Editor.Geraldo C. Isaia, 2012.

KLEIN, N. S.. “**Influência da substituição da areia natural pela areia de britagem no comportamento do concreto auto-adensável**”. Disponível em: <<http://www.uel.br/pos/enges/dissertacoes/45.pdf>>. Acesso em: 17/04/2020.

MARTINS, P. B. M.. **Influência da granulometria agregado miúdo na trabalhabilidade do concreto.** TCC, Departamento de Tecnologia. Universidade Estadual de Feira de Santana, 2008.

MEHTA, K.P.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais.** São Paulo: IBRACON, 2008.

NEVILLE, A. M. **Propriedade do concreto.** São Paulo, (1997).

ZORDAN, S. E. **A utilização do entulho como agregado, na confecção do concreto.** Campinas. 1997.140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade de Campinas, Campinas, 1997.

INFLUÊNCIA DO PROCEDIMENTO DE MISTURA DOS ADITIVOS NAS PROPRIEDADES DAS ARGAMASSAS ESTABILIZADAS

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 03/03/2020

<http://lattes.cnpq.br/7506311673558810>

<https://orcid.org/0000-0001-5913-5936>

Juliana Pippi Antoniazzi

Universidade Federal de Santa Maria, Curso de Engenharia Civil

Santa Maria – Rio Grande do Sul

<http://lattes.cnpq.br/5035412558861551>

<https://orcid.org/0000-0002-7665-9624>

Luciano Vargas Vaz

Universidade Federal de Santa Maria, Curso de Engenharia Civil

Santa Maria – Rio Grande do Sul

<http://lattes.cnpq.br/1584986865759359>

Gihad Mohamad

Universidade Federal de Santa Maria, Curso de Engenharia Civil

Santa Maria – Rio Grande do Sul

<http://lattes.cnpq.br/5446970753192990>

<https://orcid.org/0000-0002-6380-364X>

Raquel Petry Brondani Schmidt

Universidade Federal de Santa Maria, Curso de Engenharia Civil

Santa Maria – Rio Grande do Sul

<http://lattes.cnpq.br/8971163797462699>

<https://orcid.org/0000-0002-5467-4313>

Bernardete Trindade

Universidade Federal de Santa Maria, Curso de Engenharia Civil

Santa Maria – Rio Grande do Sul

RESUMO: A argamassa estabilizada é uma mistura pronta e trabalhável por até 72 horas devido ao emprego dos aditivos estabilizador de hidratação e incorporador de ar. Este trabalho avaliou as propriedades dessas argamassas, em duas combinações dos aditivos, mediante quatro diferentes sequências de aplicação. Foram analisadas, em 0 h e 24 h, consistência, densidade de massa e ar incorporado. Aos 28 dias, foram ensaiadas capilaridade, densidade de massa e resistência mecânica. A sequência de mistura e o teor dos aditivos influenciaram nas propriedades das argamassas, mais significativamente na capilaridade e resistência. Os maiores teores de aditivos proporcionaram maior estabilidade das propriedades em 24 h.

PALAVRAS-CHAVE: argamassa estabilizada, procedimento de mistura, aditivo.

INFLUENCE OF THE ADMIXTURE MIXING
PROCEDURE ON THE READY MIX MORTAR
PROPERTIES

ABSTRACT: The ready mix mortar is a ready-to-use mix and workable for up to 72 hours

due to the use of hydration stabilizing admixture and air-entrained admixture. This work evaluated the mortars properties for two admixtures combinations, using four different application sequences. Consistency, specific gravity and air entrained content were obtained for 0 and 24 hours. Capillarity, specific gravity and mechanical strength were tested at 28 days. The results showed that the mixing procedure and the admixtures content influence the mortars properties, more significantly in the capillarity and compressive strength. The higher admixtures content provided greater stability of fresh properties until 24 h.

KEYWORDS: ready mix mortar, mixing procedure, admixtures.

1 | INTRODUÇÃO

A argamassa estabilizada é produzida em central especializada e é comercializada já pronta para o uso, podendo preservar suas propriedades frescas por até 72 horas devido ao emprego de aditivos incorporador de ar (AIA) e estabilizador de hidratação (AEH).

O emprego de argamassa estabilizada tem aumentado gradativamente em busca de maior produtividade e qualidade na indústria de construção civil, além de apresentar vantagens econômicas e ambientais. Porém, as propriedades no estado endurecido dessas argamassas freqüentemente apresentam grande variação de resultados, de acordo com o lote estudado (MACIOSKI et al., 2013; BAUER et al., 2015).

Desta forma, o emprego dos aditivos necessita estudos mais aprofundados em termos de dosagem e aplicação, uma vez que, ainda não existem normativas nacionais específicas, exceto orientações disponibilizadas pelos fabricantes. Nesse contexto, é importante a análise do momento mais apropriado para a aplicação dos aditivos às misturas, uma vez que, são eles os principais modificadores das propriedades das argamassas.

O estudo teve como objetivo avaliar propriedades frescas e endurecidas das argamassas estabilizadas produzidas em laboratório sob diferentes teores de aditivos (AEH e AIA) e momentos de aplicação à mistura.

2 | MATERIAIS

Os materiais empregados nessa pesquisa foram escolhidos de acordo com o utilizado pelas empresas fabricantes de argamassa estabilizada na região sul do Brasil.

Foi utilizado o CP II - F 40, com massa específica de 3,09 g/cm³, finura de 0,38% (#0,075mm), água de consistência de 29% e tempo de início de pega de 5h33min (Agulha de Vicat).

O agregado miúdo empregado foi areia proveniente de cava da localidade de Viamão/RS. Sua caracterização resultou em dimensão máxima característica de 0,60mm, módulo de finura de 1,48, massa específica de 2,67 g/cm³, massa unitária de 1,63 g/

cm³ e 2,13% de material pulverulento. A curva granulométrica (ABNT NM 248, 2003) do agregado encontra-se na Figura 1.

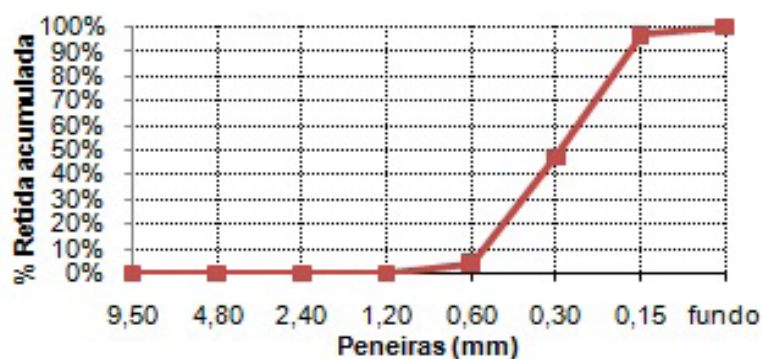


Figura 1 – Curva granulométrica do agregado miúdo

Fonte: Autor.

Foram utilizados um AIA e um AEH, conforme características técnicas contidas na Tabela 1.

Característica	Aditivo Incorporador de Ar (AIA)	Aditivo Estabilizador de Hidratação (AEH)
Substância	Lauril éter sulfato de sódio(C-10/ C-16) – 50-70%	-
Densidade	0,98–1,20(g/cm ³)	1,15–1,19(g/cm ³)
Dosagem	0,1–0,5(% da massa do cimento)	0,2–1,5(% da massa do cimento)
Cor	Amarelo	Marrom claro
PH	7,00–9,00	5,00–7,00
Solubilidade	Solúvel em água	Solúvel em água

Tabela 1 – Dados técnicos dos aditivos.

Fonte: Fabricante de aditivos.

3 | PROGRAMA EXPERIMENTAL

Foram estudadas duas misturas de argamassa com mesmo traço (1:6,5), em massa, mesma relação água/aglomerante ($A/a=1,0$), variando-se os teores dos aditivos ($0,30\%_{AIA}/0,85\%_{AEH}$ e $0,50\%_{AIA}/1,50\%_{AEH}$). Em todas as argamassas foi empregada a mesma sequência de mistura, com variação do momento de aplicação dos aditivos. Assim, cada argamassa recebeu os aditivos em quatro momentos distintos da mistura, aqui denominados A, B, C e D, totalizando oito diferentes misturas, conforme ilustrado na Tabela 2.

Mistura	Traço	Relação água/aglom.	Teor de aditivos		Sequência de mistura	Denominação
			AIA	AEH		
M1	1:6,5	1,00	0,30%	0,85%	A	1A
					B	1B
					C	1C
					D	1D
M2	1:6,5	1,00	0,50%	1,50%	A	2A
					B	2B
					C	2C
					D	2D

Tabela 2 – Misturas e sequências estudadas.

As sequências de mistura adotadas foram:

- Sequência A: os aditivos (AEH e AIA) são misturados no início do processo de mistura, juntamente com a água;
- Sequência B: os aditivos (AEH e AIA) são misturados no período final do processo de mistura, durante a pausa para raspagem da cuba;
- Sequência C: o AEH é misturado juntamente com a água, no início do processo de mistura, e o AIA é adicionado durante a pausa de raspagem da cuba;
- Sequência D: o AIA é misturado juntamente com a água, no início do processo de mistura, e o AEH é adicionado durante a pausa de raspagem da cuba.

As argamassas foram produzidas em argamassadeira da marca EMIC, com capacidade de 5 litros, com movimento planetário. O procedimento de preparo foi adotado conforme a NBR 7215 (ABNT, 1996), adaptada para o uso de aditivos. O preparo das argamassas em laboratório seguiu a seguinte sequência: inicialmente foi colocada toda a água (e o(s) aditivo(s), a depender da sequência de mistura) na cuba já úmida, misturando-se em velocidade baixa por 20s. Com o equipamento desligado, foi adicionado o cimento e misturado por 30s (velocidade baixa), sendo, então, adicionada gradualmente a areia ao longo de 30s. Em velocidade alta, misturou-se por mais 30s. A mistura ficou em repouso por 90s para a raspagem da lateral da cuba e pá (momento de aplicação do(s) aditivo(s), a depender da sequência de mistura). Por fim, em velocidade alta, misturou-se a massa por mais 60s. Os corpos de prova foram moldados logo após a mistura e foram curados em ambiente de laboratório ($T=23\pm 2^{\circ}\text{C}$ e $UR=60\pm 5\%$).

Foram analisados no estado fresco o índice de consistência (NBR 13276, ABNT 2016), a densidade de massa e o teor de ar incorporado (NBR 13278, ABNT 2005) da argamassa em 0h e 24h, a fim de avaliar seu comportamento em diferentes períodos de estabilização.

Para as análises em 24h, as argamassas foram armazenadas em recipientes plásticos fechados, sem película de água, sendo homogeneizadas manualmente com auxílio de uma espátula por 20s antes dos ensaios. Também foram moldados corpos de provas de 4x4x16 cm para avaliação das propriedades da argamassa no estado endurecido,

sendo realizados os ensaios de coeficiente de capilaridade (NBR 15259, ABNT 2005), resistência à tração (NBR 13280, ABNT 2005) e compressão e a densidade de massa (NBR 13280, ABNT 2005) aos 28 dias.

As análises foram realizadas no programa SPSS (*Statistical Package for Social Sciences*, versão 20.0). Os dados foram comparados entre as diferentes misturas e sequências por meio dos testes T, T pareado e ANOVA com *post hoc* de Tukey ($p < 0,05$).

4 | RESULTADOS

Os resultados obtidos para as quatro sequências de aplicação dos aditivos à mistura das argamassas no estado fresco estão resumidos na Tabela 3, para M1 e M2. São apresentados os resultados médios, seguidos do desvio padrão ($M \pm DP$), de densidade de massa aparente, teor de ar incorporado e índice de consistência, logo após o término da mistura (0h) e após 24h de estabilização.

Mistura	Densidade de massa (g/cm ³)			Teor de ar incorporado (%)			Índice de Consistência (mm)		
	0h	24h	p**	0h	24h	p**	0h	24h	p**
1A	1,60 ± 0,005 ^a	1,68 ± 0,007 ^a	<0,001	29,0 ± 0,2 ^b	25,8 ± 0,3 ^b	0,001	276,2 ± 2,3 ^c	194,1 ± 3,0 ^b	<0,001
1B	1,61 ± 0,002 ^a	1,68 ± 0,003 ^a	<0,001	28,9 ± 0,1 ^{ab}	25,7 ± 0,1 ^b	0,002	260,3 ± 2,4 ^a	175,1 ± 3,4 ^a	<0,001
1C	1,62 ± 0,002 ^b	1,69 ± 0,004 ^{ab}	<0,001	28,3 ± 0,1 ^a	25,2 ± 0,2 ^{ab}	<0,001	265,7 ± 3,2 ^b	180,2 ± 4,3 ^a	<0,001
1D	1,60 ± 0,007 ^a	1,70 ± 0,005 ^b	<0,001	29,3 ± 0,3 ^b	24,9 ± 0,2 ^a	0,003	272,4 ± 3,4 ^c	193,5 ± 2,6 ^b	0,001
Média	1,61 ± 0,009	1,68 ± 0,01	0,002	28,9 ± 0,4	25,4 ± 0,4	0,002	268,7 ± 6,6	185,7 ± 9,0	0,002
C.V.(%)	0,56	0,56	-	1,38	1,66	-	2,44	4,83	-
P*	0,003	0,004	-	0,004	0,004	-	<0,001	<0,001	-
2A	1,60 ± 0,003 ^a	1,61 ± 0,002 ^a	<0,001	29,2 ± 0,1 ^c	28,7 ± 0,1 ^c	0,069	274,5 ± 1,9	220,5 ± 3,2 ^{ab}	<0,001
2B	1,63 ± 0,003 ^b	1,64 ± 0,001 ^b	<0,001	27,6 ± 0,1 ^b	27,4 ± 0,01 ^b	0,242	270,4 ± 6,2	214,7 ± 2,8 ^a	0,002
2C	1,66 ± 0,006 ^c	1,67 ± 0,003 ^c	<0,001	26,3 ± 0,3 ^a	26,0 ± 0,1 ^a	0,188	275,5 ± 9,8	230,0 ± 4,3 ^c	0,012
2D	1,59 ± 0,002 ^a	1,61 ± 0,006 ^a	<0,001	29,5 ± 0,1 ^c	28,7 ± 0,3 ^c	0,045	277,4 ± 4,1	224,4 ± 3,2 ^{bc}	0,003
Média	1,62 ± 0,031	1,63 ± 0,027	0,003	28,1 ± 1,4	27,7 ± 1,2	0,003	274,5 ± 5,0	222,4 ± 6,2	0,002
C.V.(%)	1,89	1,65	-	4,83	4,30	-	1,84	2,79	-
p*	<0,001	<0,001	-	<0,001	<0,001	-	0,427	<0,001	-
p***	0,131	<0,001	-	0,102	<0,001	-	0,024	<0,001	-

Tabela 3 – Comparação das propriedades no estado fresco entre as diferentes sequências, tempos de estabilização e misturas.

p* Teste ANOVA e post hoc de Tukey: comparação entre as diferentes sequências na mesma mistura (a-b, b-c ou a-c: com diferenças estatisticamente significantes; a-a, b-b ou c-c: sem diferenças estatisticamente significantes); p** Teste T pareado: comparação entre os tempos 0 h e 24 h em cada sequência; p*** Teste T: Comparação entre M1 e M2.

Pelos resultados e análise estatística apresentados na Tabela 3, observa-se que a sequência de mistura dos aditivos só não apresentou diferenças significativas ($p < 0,05$), dentro da mesma mistura, para o índice de consistência da M2 em 0h ($p^* = 0,427$). Nas demais propriedades a análise estatística detectou diferenças em pelo menos uma das sequências testadas. As maiores diferenças foram obtidas no teor de ar entre 2C e 2D, em 0h (12%) e 24h (10%), provavelmente devido à sequência “C” incorporar o AIA na fase final de mistura, com tempo muito pequeno para ação do aditivo. Enquanto isso, a sequência “D” adicionou AIA no início da mistura, com maior tempo de cisalhamento e, assim, incorporação de ar. Essa justificativa também se aplica à densidade de massa, a qual também variou de 2C para 2D, em 0h (-4%) e 24h (-4%), uma vez que, quanto maior a quantidade de ar incorporado, menor a densidade de massa da mistura. Esses efeitos foram mais significativos para M2, uma vez que, os teores de aditivos empregados eram bem maiores nestas misturas.

O índice de consistência mostrou-se mais divergente entre 1A e 1B, em 0h (-6%) e 24h (-10%) e entre 2B e 2C (7%), em 24h. As sequências “A” e “C” inseriram o AEH no início da mistura, dispondo de maior tempo de agitação das moléculas, aumentando provavelmente o efeito dispersante proporcionado pelo AEH, resultando em um maior espalhamento da argamassa e melhor conservação das propriedades durante o período de estabilização.

Comparando os resultados obtidos entre as duas misturas, o aumento dos teores de aditivos de M1 para M2 não alterou de forma significativa ($p^{***} > 0,05$) a densidade e o teor de ar incorporado em 0h, não apresentando relação de proporção direta. Apenas para a consistência obteve-se significância ($p^{***} = 0,024$) em 0h, porém, numericamente, o aumento nos teores proporcionou no máximo 3,9% de ganho no índice de consistência, de 1B para 2B. Já para as 24h de estabilização os resultados demonstraram diferenças importantes, sendo mais expressivas no teor de ar incorporado, até 15% maior de 1D para 2D, e para o índice de consistência, sendo 2C 28% maior que 1C.

Essas divergências são mais expressivas em 24h devido aos teores dos aditivos empregados em M2 serem bem maiores que em M1, especialmente o AEH, considerado um agente ativo de superfície que cria uma película hidrófuga sobre as partículas de cimento, prorrogando as suas reações de hidratação e, assim, quanto maior o teor empregado, mais tempo serão mantidas as propriedades frescas da argamassa (PAOLINI; KHURANA, 1998).

Analisando as propriedades entre 0 e 24h, somente a incorporação de ar para M2 se manteve sem alterações consideráveis ($p^{**} > 0,05$), apenas na mistura 2D houve pequena alteração, porém, muito próxima do limite de relevância ($p^{**} = 0,045$). Todas as demais misturas tiveram perda de propriedades estatisticamente significativas, podendo-se apontar 1C, 1D e 2D as que mais alteraram densidade e teor de ar, e 1C, 2A e 2B as mais afetadas quanto à consistência. Em termos numéricos gerais, constata-se que o

comportamento de M2, em 24h de estabilização, se manteve mais estável do que M1 em todas as propriedades analisadas, o que já era esperado devido ao maior teor de AEH empregado.

Os resultados das propriedades no estado endurecido para os ensaios de capilaridade, densidade de massa aparente e resistência mecânica estão apresentados na Tabela 4, para M1 e M2, expressos pela média seguida do desvio padrão ($M \pm DP$).

Mistura	Coeficiente de Capilaridade (g/dm ² .min ^{1/2})	Densidade de massa aparente (Kg/m ³)	Resistência (Mpa)	
			Tração	Compressão
1A	0,29±0,09 ^a	1,79±0,02	3,25±0,22 ^a	10,14±0,29 ^c
1B	0,80±0,12 ^b	1,80±0,02	3,4±0,13 ^{ab}	9,41±0,43 ^b
1C	0,74±0,06 ^b	1,80±0,01	3,21±0,23 ^a	8,68±0,36 ^{ab}
1D	0,75±0,06 ^b	1,79±0,03	3,73±0,12 ^b	8,19±0,35 ^a
Média	0,65±0,23	1,79±0,02	3,40±0,26	9,11±0,84
C.V.(%)	35,63	1,00	7,76	9,25
P*	<0,001	0,750	0,030	<0,001
2A	3,16±0,25 ^b	1,70±0,01 ^{ab}	1,74±0,07	3,59±0,36 ^a
2B	2,26±0,61 ^{ab}	1,64±0,03 ^{ab}	1,66±0,07	4,79±0,31 ^b
2C	4,59±0,33 ^c	1,72±0,06 ^b	1,77±0,06	3,53±0,36 ^a
2D	1,77±0,14 ^a	1,62±0,03 ^a	1,80±0,06	4,54±0,44 ^b
Média	2,95±1,16	1,67±0,05	1,74±0,08	4,11±0,67
C.V.(%)	39,52	3,20	4,32	16,25
p*	<0,001	0,019	0,114	<0,001
p**	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001

Tabela 4 – Comparação das propriedades no estado endurecido entre as diferentes sequências e misturas.

p* Teste ANOVA e post hoc de Tukey: comparação entre as diferentes sequências na mesma mistura (a-b, b-c ou a-c: com diferenças estatisticamente significantes; a-a, b-b ou c-c: sem diferenças estatisticamente significantes); p** Teste T: Comparação entre M1 e M2.

Conforme mostra a Tabela 4, a capilaridade foi a propriedade mais influenciada pelo momento de aplicação dos aditivos na mistura, atingindo diferença de até 176% de 1A para 1B e de 160% de 2D para 2C. O teor de ar incorporado é o mesmo para 1A e 1B, no entanto a capilaridade apresentou-se bastante distinta. Esse resultado poderia estar vinculado novamente ao tempo de mistura em que os aditivos são expostos quando inseridos no início (A) ou final da mistura (B), podendo afetar também nas características e conectividade dessas bolhas de ar, contribuindo com o fluxo de água por capilares, quando interligadas. Já para M2, confirmou-se a teoria que quanto maior o ar incorporado menor o coeficiente de capilaridade (PAOLINI; KHURANA, 1998), já que as bolhas isoladas interrompem a passagem de água pelos capilares. A sequência de mistura resultou em resistências à compressão distintas estatisticamente ($p^* < 0,05$), dentro de cada mistura, observando-se maiores diferenças entre 1A e 1D (-19%) e entre 2C e 2D (26%).

Na resistência à tração as diferenças foram consideradas insignificantes em M2 ($p^*=0,114$) e, em M1, foram detectadas diferenças consideráveis estatisticamente ($p^*=0,030$), porém, pequenas numericamente. O uso do AEH, por retardar a formação dos hidratos de cálcio e estabilizar a mistura em seu estado fresco por mais tempo, coloca-a em situação mais suscetível às condições do meio, como temperatura e umidade relativa, podendo afetar as propriedades endurecidas. Além disso, o momento de aplicação do AEH à mistura faz com que seja inibida, diminuída ou retardada a nucleação desses hidratos de cálcio (PAOLINI; KHURANA, 1998; RAMACHANDRAN, 1984). A densidade de massa não sofreu alterações para M1, enquanto M2 obteve uma diferença de -6% de 2C para 2D.

Diferenças consideráveis ($p^{**}<0,001$) foram obtidas ao se aumentar os teores de aditivos, para todas as propriedades ensaiadas no estado endurecido. De M1 para M2, o coeficiente de capilaridade aumentou em mais de seis vezes de 1C para 2C, enquanto a densidade diminuiu em 9,5% de 1D para 2D. As resistências também foram bastante afetadas com o aumento dos aditivos, sendo detectada uma queda de até 52% na resistência à tração de 1D para 2D, e de 65% na compressão de 1A para 2A. Essas alterações podem estar atreladas à aplicação de aditivos em excesso (MEHTA; MONTEIRO, 1994; ARAUJO, 2005, TORRES et al., 2014), gerando argamassas mais porosas e permeáveis, com menor resistência. Quanto à incorporação de ar e coeficiente de capilaridade, não houve diferença entre as médias obtidas para o teor de ar incorporado de ambas as misturas, enquanto o coeficiente de capilaridade aumentou, em média, 4,5 vezes de M1 para M2, não sendo encontrada correlação entre essas propriedades.

5 | CONCLUSÕES

As propriedades da argamassa no estado fresco sofreram influência pequena da sequência de mistura do aditivo. No estado endurecido, foram obtidas diferenças mais significativas entre os resultados de cada sequência, mais expressivamente para a capilaridade e resistência à compressão. Assim, levando-se em consideração os valores obtidos e a estabilidade em 24h para cada propriedade, a sequência que demonstrou ser mais adequada em M1 foi a 1A, já para M2 foi a 2D. Analisando o contexto das duas misturas e as propriedades estudadas, pode-se concluir que a sequência C seria a menos indicada por ser a que mais comprometeu as propriedades, de forma geral.

As misturas com maiores teores de aditivos não diferiram muito das misturas com teores intermediários nas propriedades frescas em 0h, porém conservaram melhor essas propriedades ao longo das 24h de estabilização. Ao mesmo tempo, provocaram perda elevada de resistência e ganho considerável de permeabilidade de água por capilares. Os resultados reforçam a idéia de que as argamassas estabilizadas necessitam estudo e normativa específicos, a fim de reger seu proporcionamento, produção, aplicação e

ensaios técnicos.

REFERÊNCIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 248**: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. **ABNT NBR 7215**: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

_____. **ABNT NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **ABNT NBR 13278**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

_____. **ABNT NBR 13279**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

_____. **ABNT NBR 13280**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da densidade de massa aparente no estado endurecido. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

_____. **ABNT NBR 15259**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da absorção de água por capilaridade e do coeficiente de capilaridade. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

ARAUJO, M.J.S. **Influência do teor de aditivo aerante nas propriedades das argamassas fluidas à base de cimento**. Dissertação de Mestrado. UFSC, Santa Catarina, 2005.

BAUER, B. et al. **Requisitos das argamassas estabilizadas para revestimento**. In: Simpósio Brasileiro de Tecnologia das argamassas, 11, Porto Alegre, Anais..., 2015.

MACIOSKI, G. et. al. **Avaliação de propriedades no estado fresco e endurecido de argamassas estabilizadas**. Artigo técnico em X Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, Fortaleza, CE, 2013.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

PAOLINI, M.; KHURANA, R. **Admixtures for recycling of waste concrete**. Cement and concrete composites 20, p221-229, 1998.

RAMACHANDRAN, V.S. **Concrete admixtures handbook**. Noyes Publications, NY, 1984.

TORRES, D.R.; FUJII, A.L.; ROMANO, R. C. O.; PILEGGI, R.G. Impacto da rota de incorporação de ar nas propriedades de materiais formulados com cimento Portland. Revista Ambiente Construído, vol.14, n.2. Porto Alegre, 2014.

VIABILIDADE TÉCNICA DO USO DE DETERGENTE DOMÉSTICO COMO ADITIVO PLASTIFICANTE EM ARGAMASSA CIMENTÍCEA

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 17/04/2020

Jessica Maria de Oliveira Galeno

Centro Universitário Uninovafapi

Teresina – Piauí

<http://lattes.cnpq.br/7948557076404022>

Ataídes Oliveira Galvão Junior

Centro Universitário Uninovafapi

Teresina – Piauí

<http://lattes.cnpq.br/0580259980339308>

Marcos Vinícios Aguiar Mohana

Centro Universitário Uninovafapi

Teresina – Piauí

Mylena Veras Cavalcante

Centro Universitário Uninovafapi

Teresina – Piauí

RESUMO: O aditivo é considerado o quarto componente das matrizes de cimento e possui papel fundamental para o bom desempenho de concretos e argamassas. O aditivo plastificante concebe a estas misturas, bons índices de consistência e trabalhabilidade sem alterar a quantidade de água de amassamento. Baseado nas propriedades dos aditivos já comercializados para essa finalidade, o presente trabalho propõe o uso do detergente doméstico como aditivo

plastificante para o preparo de argamassa (areia, cimento). O aditivo proposto possui em sua composição moléculas de Linear Alquil Benzeno Sulfonato de Sódio (LAS), substância bipolar e com características tensoativas capazes de reduzir a tensão superficial dos líquidos, facilitando a mistura de diferentes substâncias. Com base na inserção do detergente em amostras de argamassa, avaliou-se o índice de consistência, na qual foram obtidas com testes de espalhamento na mesa de consistência. Foi feito também, o estudo no estado endurecido, na qual foram analisadas as resistências a compressão, índice de vazios e massa específica das amostras afins de verificar as alterações ocasionadas pelo detergente. A inclusão do detergente obteve bons índices de consistência quando comparado a argamassas com mesmo teor de água e sem concentração do aditivo, verificou-se também pequena queda na resistência a compressão e um baixo crescimento no índice de vazios. O aditivo em análise se mostrou eficiente, e quanto ao custo benefício apresentou-se viável, visto que a sua aquisição é de grande facilidade e baixo custo.

PALAVRAS-CHAVE: aditivo plastificante, detergente doméstico, argamassas

TECHNICAL VIABILITY OF THE USE OF HOUSEHOLD DETERGENT AS PLASTICIZER FOR SCIENTIFIC MORTAR

ABSTRACT: The additive is considered the fourth component of cement matrices and plays a key role in the performance of concretes and mortars. The plasticizer additive to these mixtures good indexes of consistency and semimal workmanship the amount of kneading water. Based on the properties of the additives already commercialized for this purpose, the present work proposes the use of domestic detergent as a plasticizer additive for the preparation of mortar (sand, cement). The proposed additive has in its linear composition Alkyl Benzene Sulfonate (LAS) molecules, a bipolar substance and with tensoactive characteristics capable of reducing the surface tension of the liquids, facilitating a mixture of different substances. Based on the detergent insertion in mortar samples, the consistency index was evaluated, in which it has been obtained with spreading tests on the consistency table. It was als done, the non-harden study, in which the compressive strengths, voids index and specific mass of the test samples were analyzed on occasion of detergent occasions. A detergent inclusion obtained good indices of consistency when compared to mortars with the same water content and without concentration of additive, there was also a small decrease in compressive strength and low growth without voids index. The additive under analysis proved to be efficient and cost-effective was feasible, since its acquisition is very easy and inexpensive.

KEYWORDS: plasticiser additive, household detergente, mortars

1 | INTRODUÇÃO

Os aditivos deram entrada no cenário da construção civil em meados de 1970 sob uma forte desconfiança do mercado. Os produtos inicialmente exigiam técnicas e cuidados bastante específicos. Hoje, quase 40 anos depois, sabe-se a tamanha importância dos aditivos para a preparação de argamassa e concreto, onde vem crescendo cada vez mais o espaço desses produtos no mercado.

A aplicação de aditivos em matrizes cimentícias já faz parte do cenário da construção civil. Nos países desenvolvidos, quase 80% do concreto são aditivados (MEHTA & MONTEIRO, 2014). Acredita-se que no Brasil a realidade é bem diferente, variando de 15 a 20% o emprego de aditivos.

Aditivos são produtos empregados para a produção de argamassa e concreto, afins de se modificar determinadas propriedades para facilitar o seu emprego e atender seus objetivos. Os resultados obtidos são inúmeros, entre eles: aumento da plasticidade, redução no consumo de cimento, alteração no tempo de pega, controle de retração, aumento da durabilidade, entre outros.

Os aditivos plastificantes ou redutores de água têm como principal componente substâncias tensoativas como, lignosulfonatos de sódio ou de cálcio e gluconato de sódio,

por exemplo. O mecanismo de ação dos lignosulfonatos é baseado na redução da tensão superficial da água e na repulsão eletrostática instalada entre o cimento e a água em função da característica bipolar negativa do aditivo. Essas características conferem ao produto uma alta capacidade de dispersão dos grãos e aumento da plasticidade favorecendo o processo de hidratação do cimento e a trabalhabilidade do concreto sem maior adição de água (AUGUSTO ABDUCHE, 2010).

As moléculas do alquil benzeno sulfonato de sódio (LAS), tensoativo componente ativo do detergente doméstico, possui uma porção apolar (hidrofóbica) e um grupo polar (hidrofílico). Sendo assim, baseado nos componentes ativos dos aditivos plastificantes, o detergente apresenta propriedades que possam garantir o seu uso para os mesmos fins.

O gerenciamento dos insumos em obras civis é imprescindível para a produtividade, qualidade e economia da obra. É comum o grande desperdício de cimento no preparo de argamassas para determinadas aplicações nas construções, como o alto teor de cimento nos traços para estruturas que não requerem elevadas resistências. Um exemplo prático de economia é o preparo de argamassa para revestimento que podem ser confeccionados utilizando traço 1:6 (cimento; areia), porém requerem aditivos plastificantes para conferir melhor consistência na argamassa. Os aditivos plastificantes também garantem um melhor fator água/cimento, que é a relação da quantidade de água de amassamento e a quantidade de cimento utilizado no traço. Em outras palavras, os aditivos plastificantes mantêm a mesma quantidade de água atestando maior trabalhabilidade na argamassa. Sendo assim, o uso do detergente como aditivo plastificante garante boa trabalhabilidade, economia do consumo de cimento e um melhor controle na água de amassamento. Em relação a comercialização do produto, possui grande disponibilidade no mercado, além de possuir preços inferiores aos aditivos já comercializados para essa finalidade.

2 | OBJETIVOS

O objetivo o geral é avaliar os índices de plasticidade e trabalhabilidade de argamassas cimentícias aditivadas com detergentes domésticos. E tem-se como objetivo específico averiguar as reações dos corpos-de-prova preparados com diferentes percentagens de detergente; Determinar a dosagem ideal do detergente para o preparo de argamassas a fim de obter resultados satisfatórios para o seu uso; Analisar a viabilidade econômica da utilização deste produto como aditivo; Avaliar e discutir os benefícios e malefícios do uso do detergente nas argamassas cimentícias.

3 | MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente realizou-se a separação dos materiais necessários para a confecção da argamassa e seus devidos ensaios e verificações. A segunda etapa compreendeu o

preparo e os ensaios da argamassa em estado fresco e endurecido. O fluxograma da figura 1 mostra a sequência do trabalho realizado.

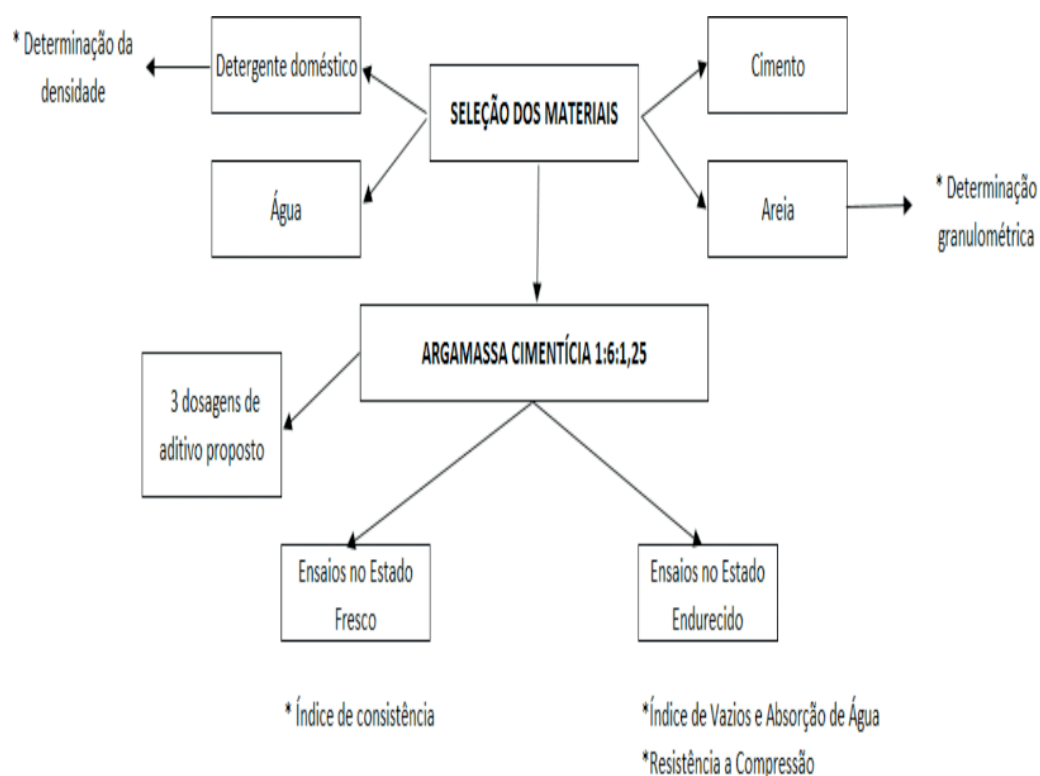


Figura 1 – Fluxograma de sequência de trabalho. (Autor (2017))

3.1 Seleção dos Materiais

3.1.1 Areia

Obtidas da desagregação de rochas, a areia pode ser classificada através de sua granulometria, em: areia grossa, média e fina. Para preparo da argamassa, utilizou-se areia fina, pois além de conferir melhorias nos acabamentos em revestimento de paredes e tetos, também é utilizada em assentamentos de alvenaria. Dessa forma, a areia fina pode compor as argamassas para diversos tipos de aplicações, tornando a experiência válida para diversas ocasiões.

A areia utilizada foi obtida do rio Parnaíba de dragas localizadas no bairro Chapadinha, zona Norte de Teresina, Piauí. Para certificar a característica física da granulometria desejada, foi realizado o ensaio de composição granulométrica normatizada pela NBR 7217 (Agregados - Determinação da composição granulométrica). Figuras 3 e 4



Figura 2 – Pesagem e Secagem das amostras de areia fina. (Autor (2017))



Figura 3 – Agitação mecânica e Pesagem do material retido em cada peneira. (Autor (2017))

Segundo a NBR 7211/2005, obteve-se com o ensaio a seguinte Tabela 1.

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA									
Peneira (mm)	MASSA RETIDA (g)		Amostra1		Amostra2		Médias		
	Amostra	Amostra	%	%	%	%	%	%	%
	1	2	Retida	Acum.	Retida	Acum.	Retida	Acum.	Passante
4,8	0,032	0,018	3,21	3,21	1,80	1,80	2,50	2,51	97,50
2,4	0,018	0,014	1,80	5,01	1,40	3,20	1,60	4,11	95,90
1,2	0,018	0,022	1,80	6,81	2,20	5,40	2,00	6,11	93,90
0,6	0,066	0,078	6,61	13,42	7,80	13,20	7,21	13,31	86,69
0,3	0,476	0,532	47,70	61,12	53,20	66,40	50,45	63,76	36,24
0,15	0,346	0,298	34,67	95,79	29,80	96,20	32,23	96,00	4,01
FUNDO	0,042	0,038	4,21	100,00	3,80	100,00	4,00	100,00	-
TOTAL	0,998	1							
Módulo de finura	1,86								
DMC	2,40								

Tabela 1 – Composição Granulométrica. (Autor (2017))

De acordo com os valores obtidos de módulo de finura igual a 1,86, foi possível aferir que areia obtida para a confecção da argamassa proposta pelo trabalho é de granulometria fina. Pode-se destacar ainda a distribuição granulométrica da areia no gráfico 1.

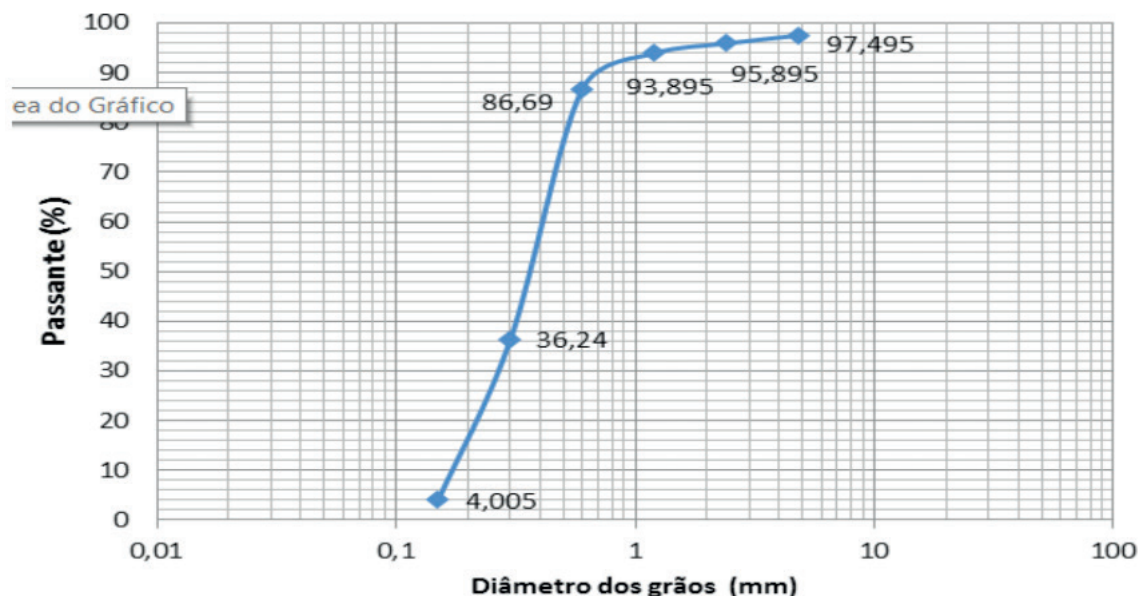


Gráfico 1 – Distribuição Granulométrica. (Autor (2017))

3.1.2 Cimento

O cimento utilizado na composição da argamassa desta pesquisa foi o CP II-Z-32, da marca Poty. O cimento composto pozolânico foi escolhido devido a sua aplicação ser destinada a obras civis em geral e bastante indicada para o preparo de argamassas de assentamento e revestimento, além de possuir grande comercialidade.

3.1.3 Detergente Doméstico

O detergente doméstico utilizado como aditivo plastificante, foi o lava louças econômico neutro da marca FC Oliveira. Sua composição é composta por ácido linear alquilbenzeno sulfônico, hidróxido de sódio, lauril éter sulfato de sódio, sais, sequestrantes, coadjuvantes, preservante, corante, fragrância e água.

Foram usadas três quantidades de detergente para efeito de estudo, essa adição foi mensurada em porcentagem na qual compreende a relação em massa do detergente e da quantidade de cimento utilizado no traço. Para a formulação da porcentagem a ser aditivada na argamassa, determinou-se a densidade do produto a fim de obter a massa da solução. Para esta análise foi introduzido 10 ml de detergente em uma proveta recém tarada sobre a balança a fim de adquirir a massa do líquido.

3.2 Argamassa Científica

A segunda etapa do trabalho foi procedida com o preparo da argamassa para ser analisado no estado fresco e endurecido. Para esse estudo, foi determinado o traço padrão de areia e cimento assim como o fator água/cimento para referenciar as devidas adições do aditivo plastificante proposto e avaliar a trabalhabilidade e propriedades adquirida com essa inserção.

3.2.1 Determinação do Traço de Argamassa

Afins de referência um traço de argamassa que atendesse maior escala usual para revestimentos e assentamentos, adotou-se o traço 1:6 (cimento e areia fina). Alguns fabricantes de aditivo plastificante também recomenda o uso destas proporções, como visto no catálogo do aditivo Vedalit fabricado pela empresa Vedacit.

O traço de argamassas dosada em obra para suas diversas aplicações não é definida em norma, nem mesmo o fator água/cimento. No entanto, o seu preparo é prescrito pelo item 5.2.1 da ABNT NBR 16541 (argamassa para parede e tetos – preparo da mistura para realização de ensaios) na qual relata que na ausência de informações sobre a quantidade de água para a mistura da argamassa, recomenda-se a adição de água até que atinja o índice de consistência padrão de 260 mm \pm 5 mm. A tabela 2 descreve os quatros traços estabelecidos para o estudo das argamassas, sendo um traço de referência e três traços para experimento, cada um contendo as devidas massas de materiais utilizados.

TRAÇOS DA ARGAMASSA					
N°	Traço	Massa do insumo (g)			
	% Detergente	Cimento	Areia	Água	Detergente
1	0 (Referência)	200	1200	250	0
2	0,06	200	1200	250	0,12
3	0,12	200	1200	250	0,24
4	0,24	200	1200	250	0,48

Tabela 2 – Traços utilizados nos ensaios. (Autor (2017))

3.2.2 Corpos de Prova

A confecção dos corpos-de-prova foi normatizada através da norma ABNT NBR 7215 (Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão) que compreende a moldagem em moldes cilíndricos de 50 mm de largura e 100 mm de altura. O total de corpos-de-prova foi elaborado através da demanda de cada ensaio realizado, contemplando um total de 44 corpos-de-prova (tabela 3) moldados com argamassas aditivadas com diferentes percentuais, que serão descritos nos tópicos seguintes de cada

ensaio realizado.

CORPOS-DE-PROVA		
ENSAIO	Resistência a Compressão	Índice de Vazios e Massa Específica
QUANTIDADE	32	12
TOTAL	44	

Tabela 3 – Quantidade de corpos de prova. (Autor (2017))

3.2.3 Ensaio no Estado Fresco

3.2.3.1 Índices de Consistência (mesa de consistência)

O índice de consistência foi obtido através do método da mesa de consistência. A execução do ensaio é normatizada pela ABNT NBR 13276: 2016 cujo sua aparelhagem é referenciada pela ABNT NBR 7215. Para o ensaio, foi utilizado molde troncônico de 80 mm (base superior), 25 mm (base inferior) e 65 mm de altura; soquete de 25 mm de diâmetro e 170 mm de comprimento; mesa de espalhamento com 500 mm de diâmetro e 12,5 mm altura de queda, figuras 4 e 5.



Figura 4 – Argamassa preparada e Molde troncônico preenchido. (Autor (2017))



Figura 5 – Argamassa após retirada do molde e Medição do diâmetro de espalhamento. (Autor (2017))

3.2.4 Ensaio no Estado Endurecido

3.2.4.1 Resistência à Compressão

O ensaio de resistência à compressão é normatizado pela ABNT NBR 13279 (Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à compressão). Os rompimentos dos corpos-de-prova foram realizados nas idades de 7 dias e 28 dias.



Figura 6 – Cura e Rompimento de corpos de prova. (Autor (2017))

Os valores obtidos na prensa hidráulica são expressos em tonelada. Os cálculos de resistência à compressão são determinados através da fórmula 2 e o resultado final obtido para cada idade é feito pela média aritmética das quatro resistências.

3.2.4.2 Absorção de Água, Índice de Vazios e Massa Específica

Estes parâmetros são obtidos através do ensaio normatizado pela ABNT NBR 9778

(Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão - Índice de vazios e massa específica). Foram colocados os corpos-de-prova para cura imerso em água durante um período de 28 dias, após esse período fez-se a pesagem das amostras com balança hidrostática na qual foram obtidas as massas imersas em água; Obtida a massa imersa em balança hidrostática, fez-se a pesagem das amostras saturadas. Os corpos de prova foram inseridos em estufa por um período de 72 h para evaporação total da água, em seguida pesados e obtida a massa seca da amostra.



Figura 7 – Ensaio de absorção de água, índices de vazios e massa específica. (Autor (2017))

4 | RESULTADO E DISCUSSÕES

4.1 Resultados e Caracterização no Estado Fresco

4.1.1 Índice de Consistência

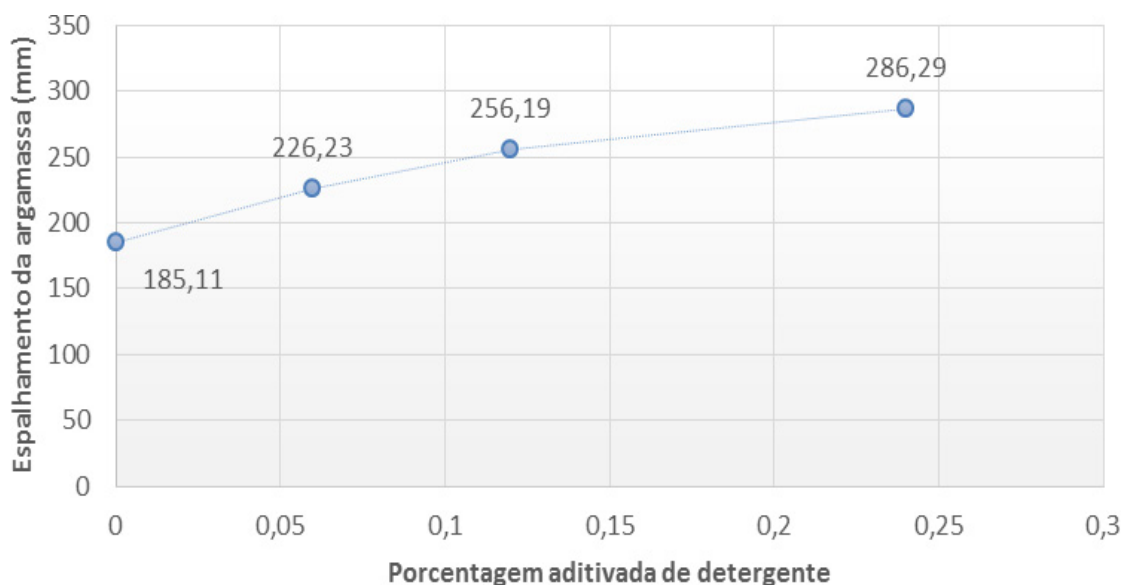


Gráfico 2 – Porcentagem de detergente x espalhamento da argamassa. (Autor (2017))

É possível notar através da figura 8 a linha crescente no espalhamento a medida que se aumenta a porcentagem de detergente na argamassa. Esse fato indica que o espalhamento obtido está diretamente ligado a concentração de detergente na argamassa. O traço 0% adotado como padrão fragmentou durante os golpes realizados na mesa, caracterizando a argamassa como não plástica. A fragmentação ocorreu devido à pouca quantidade de água de amassamento, afirmando que a quantidade de água adotada para o traço 1:6 (cimento e areia) não foi suficiente para garantir boa trabalhabilidade. A concentração de 0,06% garantiu para argamassa um brusco aumento na consistência, na qual a adição de apenas 0,12 ml de detergente garantiu um aumento de 22,23% na consistência em relação o traço padrão. O traço caracterizado pela concentração de 0,12% garantiu uma consistência dentro do limite padrão recomendada pela NBR 16541 que é de 260 mm \pm 5 mm, sendo válida esta concentração para o preparo da argamassa no traço 1:6 (cimento e areia). A concentração de 0,24% tornou a argamassa muito fluida, dificultando sua aplicação além de sair dos padrões da norma.

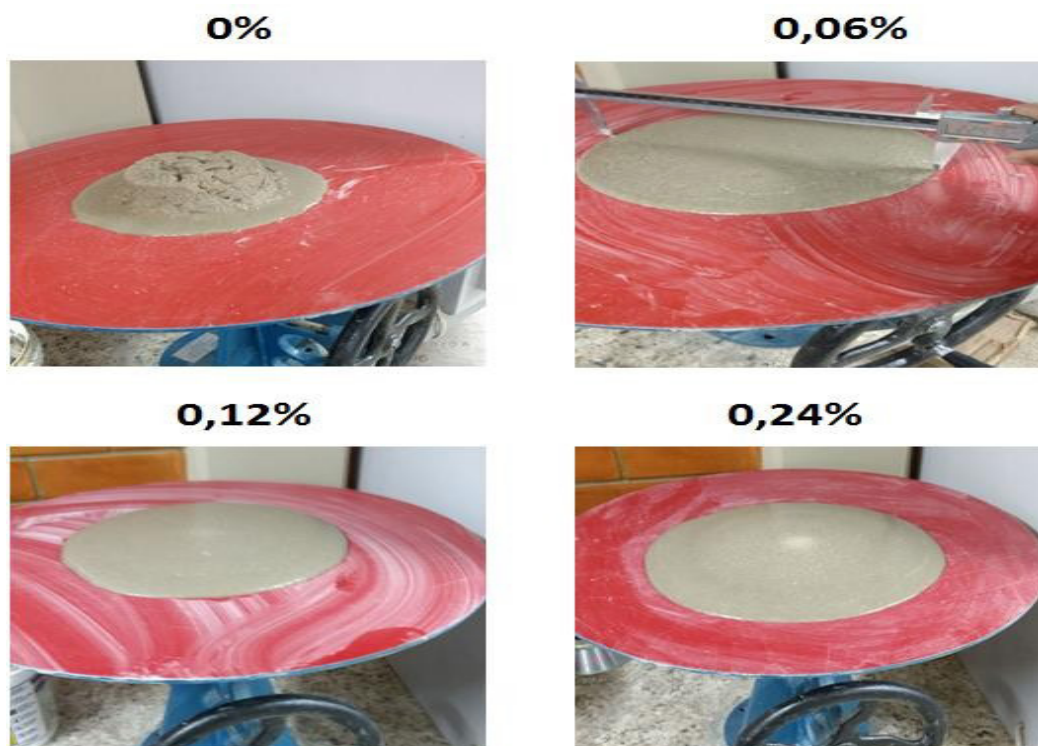


Figura 8 – Configuração da argamassa no ensaio do índice de consistência. (Autor (2017))

4.2 Resultados e Caracterização no Estado Endurecido

4.2.1 Absorção de Água e Índices de Vazios

PROPRIEDADE FÍSICA DA ARGAMASSA ENDURECIDA	CONCENTRAÇÃO DE DETERGENTE			
	0%	0,06%	0,12%	0,24%
Absorção de água por imersão (%)	13,52	13,66	13,74	13,86
Índice de vazios (%)	23,19	23,45	23,74	24,23
Massa específica da amostra seca (g/cm ³)	1,79	1,72	1,68	1,68
Massa específica da amostra saturada (g/cm ³)	2,03	1,95	1,91	1,91

Tabela 4 – Resultado de absorção de água, índice de vazios e massa específica. (Autor (2017))

De acordo com os valores obtidos, é possível perceber através da gráfico 3 um aumento gradativo na absorção de água à medida que se aumenta a concentração do aditivo proposto. A maior concentração de detergente apresentou um aumento de 0,34% na absorção em relação ao traço de referência, indicando não ser um aumento tão expressivo. No entanto, pôde-se observar que houve um acréscimo no preenchimento dos vazios com água, e por menor que seja, concluiu-se que houve um aumento na permeabilidade da argamassa.

Nota-se um crescimento no índice de vazios a medida que se aumenta a concentração de detergente. Houve um aumento de 1,04% em relação a concentração de 0,24% e 0%, um resultado insignificante, entretanto está associado ao aumento da absorção de água.

O detergente apresenta-se como um tensoativo, diminuindo a tensão superficial da água estabilizando as bolhas de ar fazendo com que as mesmas não coalesçam. Por consequência desta propriedade, há uma incorporação de ar na matriz cimentícia aumentando os vazios da amostra. Desta forma pode-se afirmar que o aumento no índice de vazios proveniente da adição do detergente doméstico é ocasionado pela incorporação de ar característico do produto.

É possível perceber o decréscimo das massas específicas a medida que se aumenta a concentração do detergente. A massa específica é a razão entre a massa e o volume da amostra, onde uma menor massa específica indica que argamassa é mais porosa, portanto maior absorção de água decorrente também da incorporação de ar na matriz cimentícia. No entanto, a redução da massa específica não se caracteriza necessariamente como perdas físicas, a redução do peso da argamassa garante menores carregamentos diminuindo os esforços estruturais, viabilizando o projeto estrutural.

4.2.2 Absorção de Água e Índices de Vazios

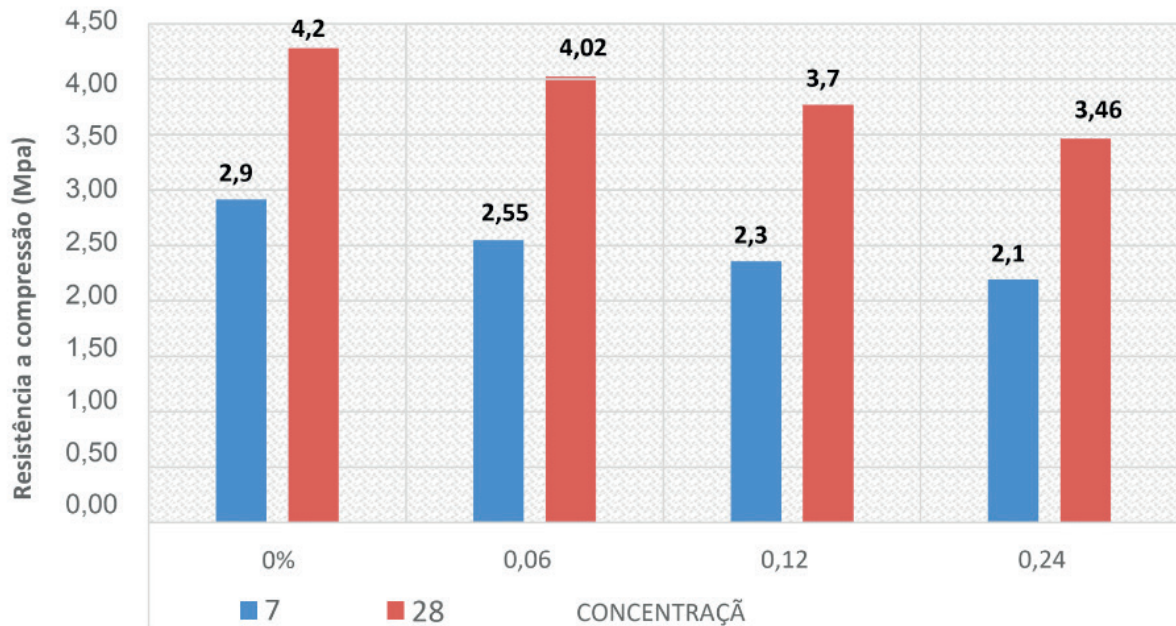


Gráfico 3 – Barras de concentração x Resistência. (Autor (2017))

A resistência na idade de 28 dias é tomada como referência devido ao prazo de cura total do cimento oferecido pelo fabricante. Pode-se observar então, um significativo aumento na resistência da idade de 28 dias em relação a 7 dias, na qual se teve o crescimento na média de 1,38 MPa que corresponde a 55,65% de aumento com relação a primeira semana de cura.

Observa-se no gráfico 3 uma queda medianamente uniforme na resistência dos corpos-de-prova à medida que a concentração de detergente aumenta. Isso ocorre devido ao aumento do índice de vazios na argamassa, a qual reflete diretamente numa pequena perda de resistência do material.

A ABNT NBR 13281 normatiza a classificação da argamassa segundo a resistência a compressão. As argamassas obtiveram bom desempenho na resistência a compressão onde os resultados variaram de 3,46 Mpa a 4,28 Mpa, na qual se enquadram na classificação P3.

5 | CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos, pode-se notar que a dosagem de 0,12% garantiu a correção da consistência da argamassa mantendo-se o mesmo traço e o mesmo fator água/cimento, aferindo o ganho de consistência que se estabelecesse nos padrões normativos de 260 mm \pm 5 mm.

Pode-se concluir que a resistência mecânica sofreu um decaimento com o aumento das dosagens do aditivo proposto, porém não condizentes com valores que inviabilizasse

o uso da argamassa. O aumento da dosagem de detergente doméstico, garante melhorias notáveis na trabalhabilidade da argamassa, redução da massa específica garantindo menores esforços estruturais, maior absorção de água, aumento na incorporação do ar e pequenas perdas de resistência a compressão.

Portanto, o aditivo proposto a base de LAS comprovou que a pequena dosagem de 1,12g/kg de cimento (traço 0,12%) foi capaz de garantir satisfatoriamente bons índices de consistência, e que esta concentração é recomendada para o preparo de argamassa com cimento e areia (1:6). Outro fator positivo é o custo benefício do produto, visto que um frasco de detergente de 500 ml é capaz de render até oito sacos de cimento de 50 kg com um custo médio de R\$ 1,15. Sendo assim, é válido o uso do detergente para a confecção de argamassas cimentícias dentro dos traços indicados no presente trabalho.

REFERÊNCIAS

ABDUCHE CORRÊA, AUGUSTO CESAR ABDUCHE. **Estudo do Desempenho os Aditivos Plastificantes e Polifuncionais em Concretos de Cimento Portland Tipo CPIII- 40**. 2010. 149 p. dissertação (Pós graduação em engenharia civil) - Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2010.1.

ADITIVOS PARA CONCRETO : Manual de utilização de aditivos para concreto dosado em central. 1. ed. São Paulo SP: [s.n.], 2014. 33 p. v. 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **EB 1763**: Aditivos para concreto de cimento Portland. Rio de Janeiro, 1992. 2 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7215**: Cimento Portland - Determinação da Resistência à Compressão. Rio de Janeiro, 1996.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 16541**: Argamassa para parede e tetos – preparo da mistura para realização de ensaios. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7217**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 13279**: Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

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

CORRÊA, A.C.A. **Estudo do Desempenho dos Aditivos Plastificantes e Polifuncionais em Concretos de Cimento Portland Tipo CPIII-40**. 2010. 149 f. Dissertação de Pós Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2010.

MEHTA, P. & MONTEIRO, P. J. M., 2014. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2ª ed. São Paulo: IBRACON.

AVALIAÇÃO DO ATRITO DE INTERFACE ENTRE BLOCOS DE EPS E DIFERENTE SOLOS E GEOSSINTÉTICOS ATRAVÉS DO CISALHAMENTO DIRETO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 08/03/2020

Arthur Ivo Zuquim

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

São Paulo - SP

<https://www.linkedin.com/in/arthur-ivo-zuquim-6143bb194/>

RESUMO: Este artigo tem como objetivo apresentar valores de ângulo de atrito de interface entre blocos de poliestireno expandido (EPS) de diferentes densidades com materiais comuns no uso em obras de geotecnia, como areia, silte arenoso, geomembrana, argamassa e geotêxtil, utilizando tensões normais comuns na utilização desse material em campo. Tal estudo foi realizado devido à falta de dados acerca do assunto, e a dificuldade de unir dados de diferentes estudos em um lugar só, criando assim uma base de dados sólida para futuros estudos e usos do EPS em obras de aterros. Além disso este estudo realizado complementa estudos anteriores sobre a utilização do EPS.

PALAVRAS-CHAVE: Cisalhamento direto, EPS, poliestireno expandido, solos, geossintéticos

EVALUATION OF THE INTERFACE FRICTION BETWEEN GEOFOAM AND DIFFERENT SOILS AND GEOSYNTHETICS THROUGH DIRECT SHEAR

ABSTRACT: This work have the object to presente the interface friction angle between expanded polystyrene blocks (geofoam) of diferente densities with common materials in geotechnical , such as sand, Sandy silt, geomembrane, concrete paste and geotextile, using normal stresses common in embankment construction. This study was conducted due to lack of information about the subject, and the difficulty of finding academic texts in one place, thus creating a solid database for future studies and EPS application. In addition, this study complements previuos studies about the uses of EPS.

KEYWORDS: Shearing test, EPS, geofoam, soil, geosynthetic

1 | INTRODUÇÃO

Obras de terra como taludes e aterros são realizados a milhares de anos com o objetivo de proporcionar uma melhoria nas condições de vida de uma população, com base nisso o

estudo de métodos e materiais para construir taludes e aterros de uma forma mais rápida e eficiente tem evoluído, focados em melhorar a qualidade do solo e utilizar materiais de reforço. Porém todas as soluções propostas demandam grande tempo de execução, muita mão de obra e utilização de maquinário pesado para realizá-las.

Novas tecnologias têm se mostrado eficientes para realizar obras de aterro e de taludes, principalmente quando se trata de solos moles, substituindo parte do solo por EPS (Poliestireno expandido) mantendo as propriedades de um aterro feito de solo, porém muito mais leve, já que o EPS apresenta densidade de ordem 100 vezes menor que um solo.

Diversos autores estudaram métodos de construção de aterros em solos moles. STARK (2004) estudou um método de construção de aterros leves utilizando EPS, que apresentou uma solução eficiente a um baixo custo, além do material ser facilmente cortado em diversos tamanhos e formas para diferentes projetos.

Avesani Neto (2008) também estudou o EPS como solução para aterros em solos moles e cita diversas vantagens como:

- Valor de massa específica igual à cerca de 1% da do solo (entre 10 e 30 kg/m³);
- Elevada resistência mecânica apesar da baixa massa específica;
- Baixa absorção de água;
- Simplicidade de manuseio e movimentação;
- Resistente quimicamente a maioria dos compostos e materiais usados correntemente na construção civil;
- Apresenta elevada vida útil;
- Não utiliza CFC ou qualquer outro gás nocivo a camada de ozônio;
- Versatilidade, podendo ser moldado em diferentes formas e dimensões;
- Não constitui substrato para fungos e outros micro-organismos, nem serve de fonte de alimento para roedores;
- Não é solúvel em água;

Sendo assim, é possível notar que o uso de EPS para construção de aterros de solos moles se mostra como uma solução eficiente. Porém, devido à grande variação de materiais utilizados em obras desse tipo, como solos e geossintéticos, uma avaliação melhor da relação do atrito do EPS com esses materiais se torna importante para garantir maior segurança e eficiência na obra e esse é o foco desse trabalho.

2 | OBJETIVOS

O objetivo desse trabalho é analisar ângulo de atrito de blocos de EPS quando submetido a esforços de cisalhamento entre ele e outros materiais comuns em obras de

terra, como areia, silte, geomembranas, geotêxteis, argamassa e o próprio EPS e os fatores que podem influenciar uma mudança nesse ângulo de atrito. Obter a eficiência de atrito de interface (λ e η) por meio dos ensaios entre EPS – Solos, geotêxtil, geomembranas e argamassas, além de analisar e avaliar as condições, magnitudes e fatores de influência de parâmetros de resistência de interface, como tamanho, densidade e tipo de material.

3 | RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo (PINTO, 2006). Os principais fatores responsáveis pela resistência ao cisalhamento são o atrito e a coesão dos materiais.

Atrito: A resistência por atrito entre partículas pode ser simplificada demonstrada como um problema de deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana horizontal, como esquematizado na Figura 18. Sendo N a força normal do corpo, T a força necessária para fazer o corpo deslizar e f o coeficiente de atrito. As forças N e T se relacionam pela seguinte equação:

$$T = N.tg\varphi$$

De acordo com Pinto (2006) o ângulo φ , chamado de ângulo de atrito, pode ser entendido, também, como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento. Ele ainda afirma que esse ângulo independe da área de contato, logo, a resistência ao deslizamento é diretamente proporcional à tensão normal, podendo ser representada como uma linha reta.

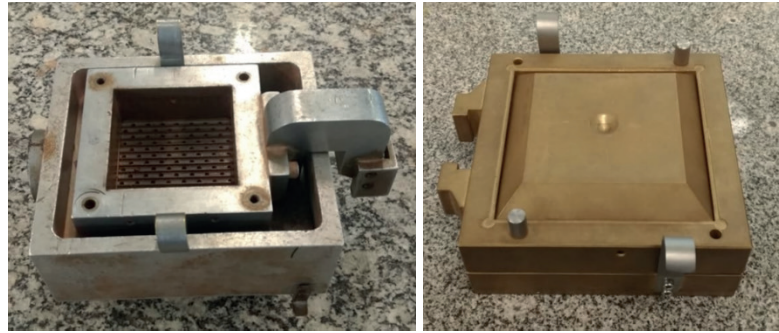
Coesão: Em Pinto (2006) é afirmado que a resistência do solo se dá essencialmente pelo atrito, contudo, a atração química entre as partículas pode gerar uma resistência independente da tensão normal atuante sobre o plano, chamando-a de coesão real.

Definidos os fatores atuantes nos solos, pode-se escrever, por uma analogia ao critério de Mohr-Coulomb, a resistência a cisalhamento do solo, dada por:

$$\tau = c + \sigma.tan\varphi$$

4 | MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização dos ensaios de cisalhamento de caixa fixa foram empregadas duas caixas com diferentes dimensões para avaliação da influência desse parâmetro, a saber: caixa de 6x6cm e de 10x10cm, ambas presentes no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnia (PEF) da Escola Politécnica da USP.



Caixa de cisalhamento de 6x6 cm – LMS (esquerda). Caixa de cisalhamento 10x10 cm – LMS (direita).

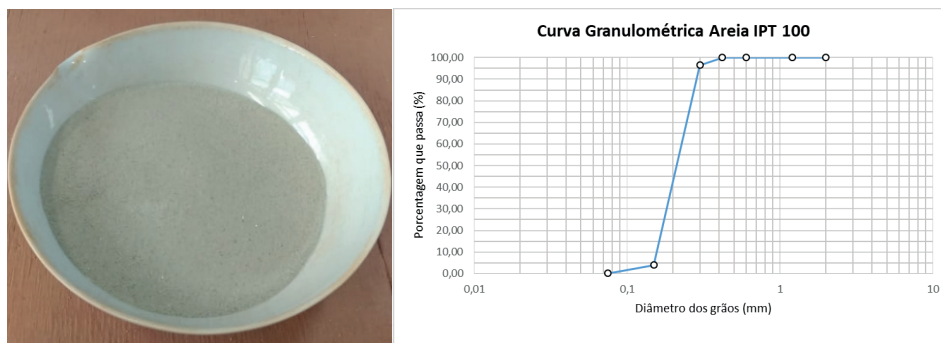
Os ensaios foram realizados em 8 minutos, com velocidade de 1mm/min, para materiais secos. Para materiais úmidos, como o silte-arenoso utilizado, que necessita de mais tempo para expulsar a água e não gerar pressões neutras, foi feito o teste em 30 minutos (velocidade de 0,27mm/min). Para todos os testes foi deixado 2 minutos para adensamento da amostra, segundo a norma ASTM D3080. As tensões de confinamento foram definidas com base em carregamentos comuns feitos em obras, são elas 12,5, 25 e 50 kPa, que correspondem a uma camada de solo de 0,625m, 1,25m e 2,5m, respectivamente.

Na pesquisa foram utilizados os EPS denominados 15 (15 kg/m³), 18 (18 kg/m³), 22 (22 kg/m³), e 29 (29 kg/m³), Os EPS utilizados eram de classe F, que são retardadores de chamas.

Os materiais ensaiados com a interface do EPS foram, os próprios EPS, um solo arenoso de granulometria média e padronizada, denominada Areia IPT 100 (Solo 1), um silte arenoso (Solo 2), um tipo de geomembrana, um geotêxtil não tecido e uma argamassa com pelo menos 25 MPa de resistência.

Solo 1 – Areia IPT 100

Analisando visualmente o solo 1 e realizando uma classificação tátil visual é possível notar que se trata de um solo arenoso, com coloração acinzentada. A curva granulométrica está representada a seguir, sendo o ensaio executado conforme a ABNT NBR 7181.



Areia IPT 100 e sua curva granulométrica.

O ensaio de granulometria foi realizado com um agitador mecânico presente no laboratório e cujas peneiras foram montadas em ordem decrescente de numeração ASTM. As peneiras utilizadas neste ensaio estão a seguir.

Abertura (mm)	4,8	2	1,2	0,6	0,425	0,3	0,15	0,075
Número ASTM	4	10	16	30	40	50	100	200

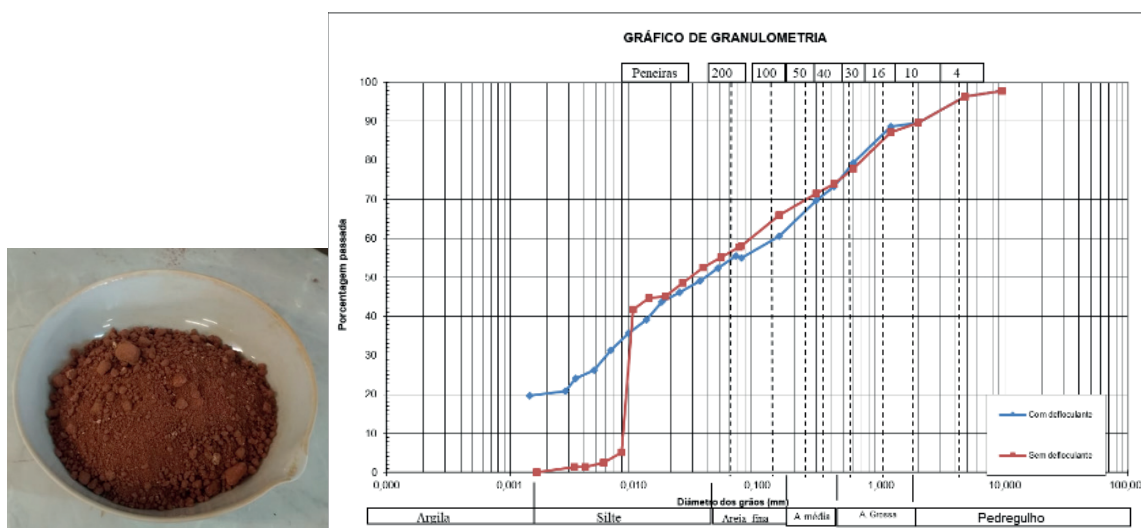
Abertura das peneiras empregadas.

O Solo 1 foi classificado como SP (areia mal graduada com poucos finos) pela Classificação Unificada e A3 pela classificação HBR, tendo ainda propriedades de massa específica de grãos de 2,63 g/cm³, emin de 0,86 e emáx de 1,08.

Solo 2 – Silte arenoso

Realizando uma investigação tátil e visual do Solo 2 foi possível classifica-lo como um silte arenoso com argila. Visualmente o solo tem granulometria distinta, possuindo uma fração muito fina e outra grossa, com torrões consolidados em sua forma/umidade natural.

Para obter a granulometria desse material com base na norma ABNT NBR 7181, foram feitos dois procedimentos diferentes. No primeiro o material foi dividido em duas partes, uma apenas com os finos e outra com o material mais grosso. Para realizar a sedimentação do material fino foi utilizado um agente defloculante (hexametáfosfato), permitindo identificar as partes mais finas do material, em seguida foram peneirados os materiais grossos e finos para obter a granulometria do Solo 2. No segundo procedimento, as etapas foram as mesmas, porém não foi utilizado o defloculante. O resultado da granulometria do solo 2 pode ser observado a seguir.

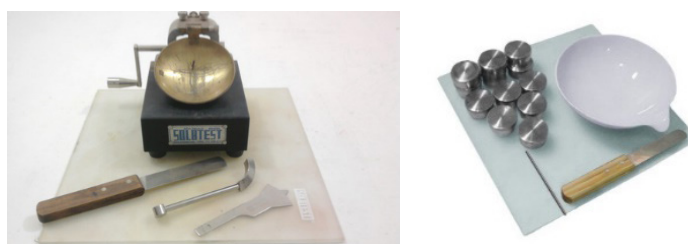


Silte arenoso e sua curva granulométrica com (azul) e sem o defloculante (vermelho).

A análise com o defloculante permitiu identificar melhor o material fino do solo. Pela análise da curva granulométrica, observa-se que sua composição é de, aproximadamente, 3% pedregulho, 41% de areia, 38,5% de silte e 17,5% de argila. Temos uma maior fração de finos nesse material e apenas observando a curva granulométrica podemos classificá-lo como um silte arenoso.

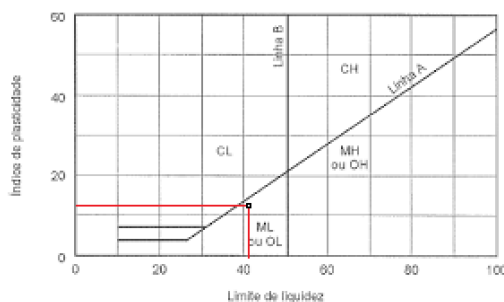
Utilizando as classificações, unificada e HBR. Para analisar solos com predominância de finos, exigem que se conheça o Limite de Liquidez (LL) e o Índice de Plasticidade (IP) do solo. Sendo assim, realizaram-se ensaios segundo as normas NBR e NBR 7180, utilizando os equipamentos das figuras a seguir.

O solo estudado apresentou Limite de liquidez = 40,50%, Limite de Plasticidade = 28,06% e Índice de Plasticidade = 12,44%.



Aparelho de Casagrande utilizado para obtenção do Limite de Liquidez (esquerda) e material para obtenção do Limite de plasticidade (direita).

De acordo com a classificação unificada proposta por Casagrande, é possível identificar esse solo como do tipo ML (silte de baixa compressibilidade).



Carta de plasticidade (PINTO, 2006 – adaptado).

Utilizando a classificação HBR, tem-se que este solo é do tipo A6, ou seja, um solo argiloso com comportamento geral no subleito de fraco a pobre. Contudo, como foi observado nas duas demais classificações, este solo consiste em um silte, predominantemente.

Classificação Geral	Materiais granulares (35% ou menos passando na peneira nº 200)							Materiais siltosos e argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 / A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Peneiração: % que passa: Nº 10 Nº 40 Nº 200 (p)	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características da fração que passa nº 40				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Limite de Liquidez - LL (%)				10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Plasticidade IP (%)	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo	0		0	0		4 máx.		8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais que predominam	Pedra Britada pedregulho e areia		Areia fina	Areia e areia silosa ou argilosa				Solos Siltosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom							Fraco a pobre			

Classificação HBR (PINTO, 2006).

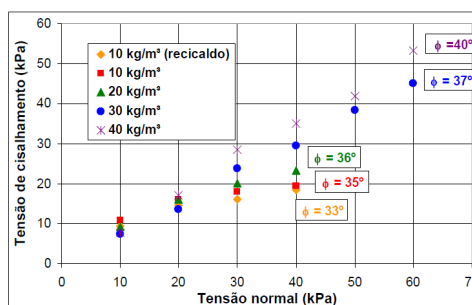
A massa específica de grãos (ABNT NBR 6508: 1984) foi obtida como 2,67 g/cm³ e sua umidade no momento da realização do ensaio de cisalhamento foi de 14,6%, umidade ótima (foi adicionada água no solo para atingir essa umidade).

Esse valor da umidade ótima foi atingido pelo ensaio de Proctor Normal (ABNT NBR 7182: 2016) que além dessa, determinou a densidade seca máxima deste solo, 1,74 g/cm³, na curva de compactação.

5 | ESTUDOS ANTERIORES

5.1 Resistência ao cisalhamento de interface entre blocos de EPS

Ensaio de cisalhamento direto já foram realizados por muitos autores, entre eles Avesani Neto (2008) que obteve resultados mostrando a influência da densidade do EPS no ângulo de atrito. Seus resultados mostram um aumento no ângulo de atrito de interface com o aumento da densidade do material, além disso foi observado um ângulo de atrito elevado, atingindo 40° para o EPS mais denso. Já STARK (2004), determinou valores um pouco menores para o ângulo de atrito, por volta de 32 graus.



Envoltórias de pico das amostras ensaiadas no cisalhamento direto da junta Avesani Neto (2008).

5.2 Resistência ao cisalhamento de interface entre blocos de EPS e solos

O ensaio com solos apresenta grande variabilidade devido aos diversos fatores que influenciam o tipo de solo, como granulometria, formato dos grãos, umidade e coesão,

além da metodologia adotada para realizar cada ensaio. Ainda assim é possível encontrar algumas referências como, em STARK (2004) foram realizados ensaios de cisalhamento de interface entre o EPS e um tipo de areia que apresentava coeficiente de atrito $\mu = 0,5$, equivalente a 27 graus.

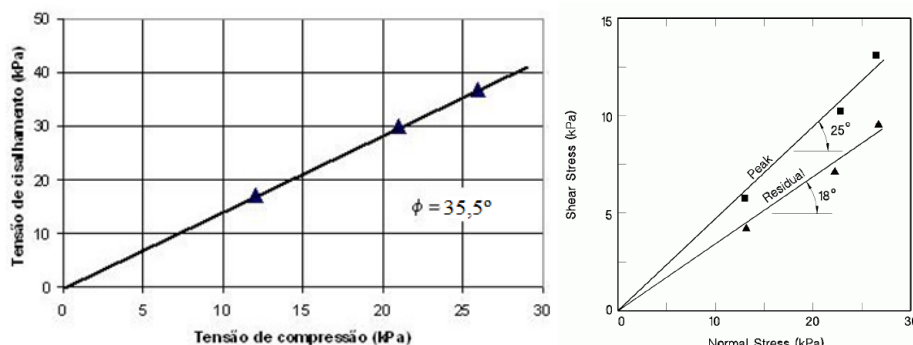
No ensaio com o EPS foi obtido um ângulo de atrito de interface de 33 graus. A conclusão foi adotar que o ângulo de atrito da areia com o EPS foi entre 27 e 33 graus, próximo do ângulo de atrito da própria areia.

V.C. Xenaki and G.A. Athanasopoulos (2001), também realizaram ensaios de cisalhamento direto do EPS com areia, eles utilizaram dois tipos de areias (areia de Ottawa e areia de praia) no estado fofo e compactado. Os resultados obtidos foram ângulos de atrito de 27° no ensaio da areia de Ottawa e 30° nos ensaios realizados com a areia de praia.

5.3 Resistência ao cisalhamento de interface entre blocos de EPS e outros materiais

O atrito do EPS com outros materiais tem sido estudado por outros autores.

Em STARK (2004) foi realizado o ensaio de cisalhamento de interface do EPS com uma geomembrana de PEAD e com um geotêxtil, utilizando três diferentes tensões normais. As figuras a seguir mostram os resultados destes ensaios.



Envoltória do ensaio de cisalhamento do contato entre amostras de EPS e de geomembrana de PEAD (STARK 2004 - alterado), a esquerda. Envoltória do ensaio de cisalhamento do contato entre amostras de EPS e de geotêxtil (STARK 2004), a direita.

6 | RESULTADOS

6.1 Ângulos de atrito de interface entre blocos de EPS e solos

Nos ensaios de cisalhamento de interface entre EPS e os solos, além do ângulo de atrito de pico e pós-pico, foram calculadas a eficiência do material em relação ao ângulo de atrito de interface dos solos (η_s) e em relação ao ângulo de atrito de interface do EPS (η_e).

Ensaio 6x6	ϕ pico	ϕ pós-pico	ϕ pós-pico / ϕ pico	Eficiência Solo (η_s)	Eficiência EPS (η_e)
15 - Silte	40,83	40,69	1,00	97%	96%
18 - Silte	40,27	40,27	1,00	95%	91%
22 - Silte	39,33	39,33	1,00	93%	92%
29 - Silte	36,92	36,92	1,00	87%	89%
15 - Areia	41,65	33,48	0,80	123%	98%
18 - Areia	40,37	32,58	0,81	120%	91%
22 - Areia	43,0	35,29	0,82	128%	100%
29 - Areia	44,69	36,87	0,83	133%	107%

Resultados do ensaio de cisalhamento direto entre EPS e os solos 1 e 2, na caixa de cisalhamento 6x6 cm.

Ensaio 10x10	ϕ pico	ϕ pós-pico	ϕ pós-pico / ϕ pico	Eficiência Solo (η_s)	Eficiência EPS (η_e)
18 - Silte	37,33	35,13	0,94	98%	98%
29 - Silte	34,90	31,20	0,89	92%	73%
18 - Areia	37,70	36,54	0,97	84%	99%
29 - Areia	41,11	36,42	0,89	91%	86%

Resultados do ensaio de cisalhamento direto entre EPS e os solos 1 e 2, na caixa de cisalhamento 10x10 cm.

A densidade do EPS utilizado tem grande influência na eficiência do ensaio, com esses resultados é possível notar que o material de estudo apresenta uma boa resistência ao cisalhamento com a areia apresentando valores no ângulo de atrito próximos a 35°, o silte arenoso apresentou ângulo de atrito próximo de 40°, diminuindo em ensaios com EPS de maior densidade. A maioria dos ângulos de atrito encontrados estão acima do que foi encontrado na literatura, provavelmente isso se deve ao efeito escala, mesmo utilizando amostras de duas dimensões diferentes (6x6 cm e 10x10cm), ambas ainda são consideradas pequenas, gerando apenas uma aproximação das situações reais utilizadas em campo.

A eficiência dos materiais foi feita comparando o ângulo de atrito de interface do próprio material, com o ângulo de atrito de interface do EPS e do material. Assim é possível concluir que ao utilizar o EPS com areias obtemos um aumento na eficiência em relação a ambos os materiais ao aumentar a densidade do EPS, em alguns casos o ângulo de atrito chega até a ultrapassar o ângulo de atrito de interface do próprio material. Ao se utilizar um silte observamos um caso diferente, ao se aumentar a densidade do EPS utilizado ocorre uma diminuição da eficiência tanto em relação ao EPS quanto ao solo, outro fator importante na avaliação do silte arenoso é a Eficiência da coesão (E_c), que apresentou uma grande queda do ensaio com o próprio silte arenoso para o ensaio de interface entre o silte arenoso e o EPS, essa queda de eficiência ultrapassou 90% do valor inicial de coesão no solo.

É possível notar nos ensaios na caixa de cisalhamento de 6x6 cm que para o silte não

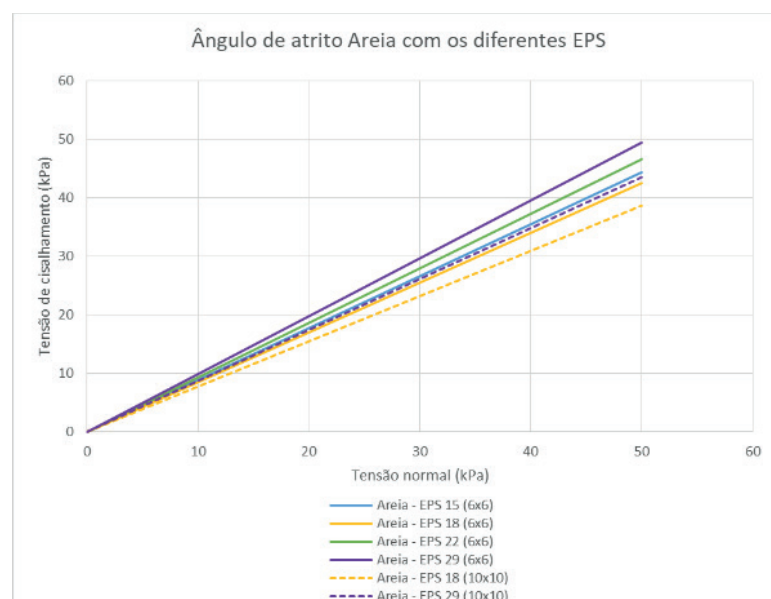
houve diferença entre o ângulo de atrito de pico e pós-pico para 8mm de deslocamento, o que leva a possibilidade de ter a resistência de pico igual a resistência residual desse material. Com as areias temos uma queda da resistência de pico para a de pós-pico de aproximadamente 20%, sendo menor essa diferença quanto mais denso o EPS utilizado no ensaio.

Após os ensaios foi possível notar que o solo utilizado no ensaio de cisalhamento direto influencia no ângulo de atrito de interface, devido aos tamanhos de grãos variados, que interagem de formas diferentes com os grãos de poliestireno expandido do EPS, os grãos de areia por exemplo não apresentam coesão e possuem granulometria suficientemente pequena para entrar entre os grãos de poliestireno e elevarem o ângulo de atrito, já o silte arenoso, que é um material mais fino e coesivo criou uma superfície lisa quando compactado interagindo menos com os grãos de poliestireno, diminuindo o ângulo de atrito de interface.

Para analisar o efeito escala no EPS, foram utilizados apenas os EPS 18 e o EPS 29. Os resultados do cisalhamento no silte arenoso e do EPS18 apresentaram uma queda com o aumento das dimensões da amostra, como o esperado. A argamassa e o EPS 29 apresentaram um ângulo de atrito próximo nas duas dimensões ensaiadas. A areia apresentou um aumento significativo do ângulo de atrito com o aumento das dimensões da amostra.

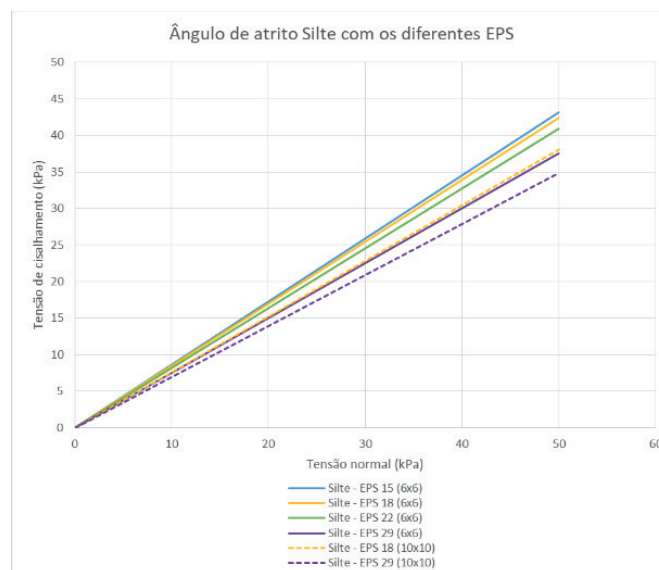
Os valores dos ângulos de atrito dos solos condizem com valores utilizados usualmente na literatura como pode ser observado na obra de Carlos Pinto (2006), os ângulos de atrito do EPS apresentaram valores um pouco acima dos encontrados por Avesani Neto (2008).

A diminuição do ângulo de atrito também era esperada para o aumento da dimensão das amostras.



Comparação do ângulo de atrito dos EPS de diferentes densidades com a Areia.

É possível observar que o aumento da densidade do EPS leva a um aumento do ângulo de atrito de interface com a areia, tal fato ocorre devido ao aumento da densidade do EPS, que apresenta menores espaços entre os grãos de poliestireno expandido levando a uma melhor acomodação e imbricamento dos grãos de areia.



Comparação do ângulo de atrito dos EPS de diferentes densidades com o Silte.

Observando os ângulos de atrito de interface dos EPS de diferentes densidades e o silte, é possível concluir que o aumento da densidade do EPS levou a uma diminuição do ângulo de atrito, tal fato pode ser explicado pelas próprias características do silte, que apresenta grãos mais finos e uma coesão entre os grãos, além do fato dele ser ensaiado com grau de compactação próximo de 100%, o que tornou sua superfície mais regular, levando a menos interferências quando em contato com as superfícies mais fechadas dos EPS de maior densidade.

6.2 Ângulos de atrito de interface entre blocos de EPS e a argamassa.

A argamassa possui uma superfície regular, porém rugosa, devido a areia utilizada para sua produção. Essa rugosidade pode interagir de maneiras diferentes com os grãos de poliestireno expandido dos EPS de diferentes densidades. Nos ensaios de cisalhamento direto entre o EPS e a argamassa foram calculados além do ângulo de atrito de pico e pós-pico a eficiência do ângulo de atrito de interface dos materiais em relação ao ângulo de atrito de interface da argamassa (η_s) e do EPS (η_e).

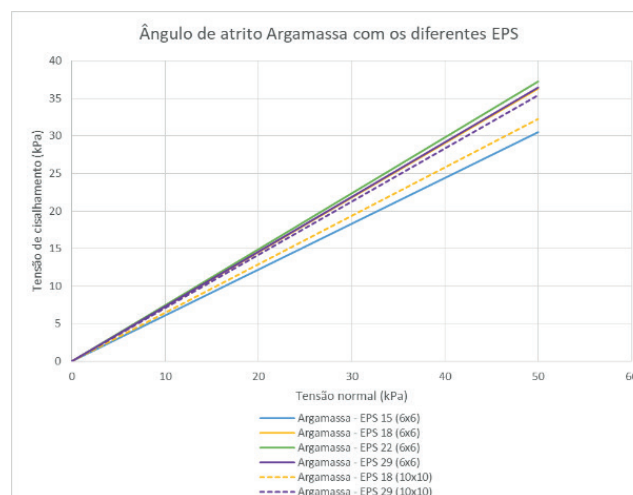
Ensaio 6x6	ϕ pico	ϕ pós-pico	ϕ pós-pico / ϕ pico	Eficiencia Solo (η_s)	Eficiencia EPS (η_e)
15 - Argamassa	31,4	30,67	0,98	131%	74%
18 - Argamassa	35,99	35,22	0,98	150%	81%
22 - Argamassa	36,66	34,61	0,94	153%	86%
29 - Argamassa	36,1	31,08	0,86	150%	87%

Resultados do cisalhamento direto entre EPS e pasta de cimento caixa de 6x6cm.

Ensaio 10x10	ϕ pico	ϕ pós-pico	ϕ pós-pico / ϕ pico	Eficiencia Solo (η_s)	Eficiencia EPS (η_e)
18 - Argamassa	32,81	32,16	0,98	121%	86%
29 - Argamassa	35,30	32,59	0,92	130%	74%

Resultados do cisalhamento direto entre EPS e pasta de cimento caixa de 10x10cm.

A argamassa apresentou ângulos de atrito um pouco acima de 30° sendo possível concluir que ao utilizar o EPS com argamassas obtemos um aumento na eficiência em relação a ambos os materiais ao aumentar a densidade do EPS, em alguns casos o ângulo de atrito chega até a ultrapassar o ângulo de atrito de interface do próprio material. Os valores dos ângulos de atrito da argamassa condizem com valores utilizados usualmente na literatura como pode ser observado na obra de Carlos Pinto (2006). Observando os resultados obtidos podemos notar uma queda do ângulo de atrito de pico com o aumento das dimensões. Na figura a seguir temos os resultados da interação de cada EPS com a argamassa.



Comparação do ângulo de atrito dos EPS de diferentes densidades com a Argamassa.

Dos ensaios com a argamassa foi possível concluir que os EPS atingiram ângulos de atrito muito próximos, com exceção do EPS 15 que apresentou um resultado um pouco mais baixo. Sendo assim não foi possível identificar uma diferença significativa no ângulo de atrito de interface, com a utilização de EPS de diferentes densidades.

Foi possível observar também uma diminuição na relação ϕ pós-pico/ ϕ pico com o aumento da densidade do EPS.

6.3 Ângulos de atrito de interface entre blocos de EPS e outros geossintéticos.

Os geossintéticos utilizados na pesquisa foram a Geomembrana de PEAD e o geotêxtil não tecido, o primeiro apresentava uma superfície bem lisa, já o segundo tinha uma superfície mais irregular.

Ensaio 6x6	ϕ pico	ϕ pós-pico	ϕ pós-pico / ϕ pico	Eficiencia EPS (η)
15 - Geomembrana	22,55	18,65	0,83	53%
18 - Geomembrana	21,86	18,59	0,85	50%
22 - Geomembrana	18,92	17,13	0,91	44%
29 - Geomembrana	21,4	19,13	0,89	51%
15 - Geotêxtil	27,2	27,06	0,99	64%
18 - Geotêxtil	32,05	31,98	1,00	73%
22 - Geotêxtil	30,04	29,45	0,98	70%
29 - Geotêxtil	25,1	24,97	0,99	60%

Resultados do ensaio de cisalhamento direto entre EPS e os geossintéticos na caixa de cisalhamento 6x6 cm.

Ensaio 10x10	ϕ pico	ϕ pós-pico	ϕ pós-pico / ϕ pico	Eficiencia EPS (η)
18 - Geomembrana	19,03	17,35	0,91	50%
29 - Geomembrana	21,94	20,36	0,93	46%
18 - Geotêxtil	30,00	29,40	0,98	79%
29 - Geotêxtil	35,33	33,66	0,95	74%

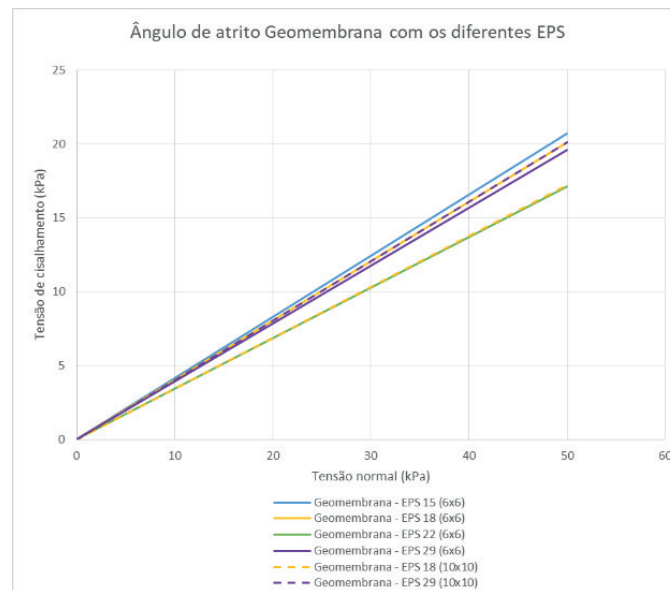
Resultados do ensaio de cisalhamento direto entre EPS e os geossintéticos na caixa de cisalhamento 10x10 cm.

O geotêxtil apresentou ângulos de atrito um pouco abaixo dos 30° e a geomembrana (material muito liso) apresentou ângulo de atrito próximo de 20°. A eficiência da geomembrana não apresentou muita variação, e manteve uma eficiência em torno de 50% em relação a todos os EPS utilizados, inclusive nos ensaios com maiores dimensões. O geotêxtil, nos ensaios em maior escala (10cm) apresentou eficiência em torno de 80%, sem muitas variações, porém nos ensaios em menor escala (6cm) sua eficiência variou entre 60% e 73%, com os EPS 18 e 22 apresentando as maiores eficiências, 73% e 70%, respectivamente.

Como nos ensaios de ambos os materiais os valores do ângulo de atrito de pico foram próximos, para as duas dimensões de caixa de cisalhamento, não foi possível observar a ocorrência do efeito escala.

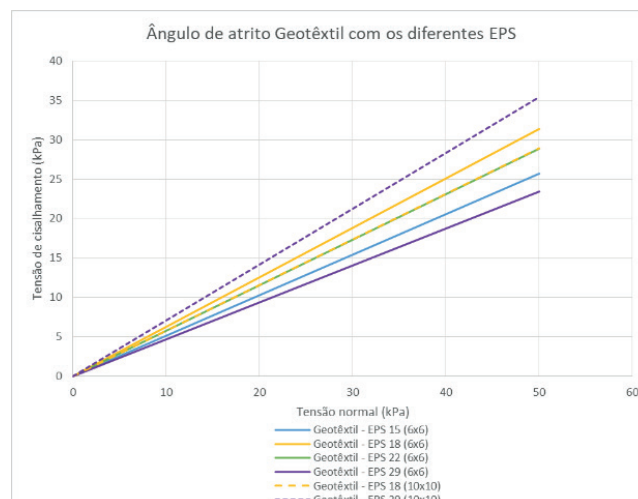
Os grãos de poliestireno expandido apresentam diferentes dimensões em EPS de diferentes densidades, essa diferença pode gerar ângulos de atrito diferente quando

em contato com os geossintéticos. Nas figuras a seguir podemos ver os resultados dos ensaios.



Comparação do ângulo de atrito dos EPS de diferentes densidades com a Geomembrana.

A geomembrana é uma superfície muito lisa, o que levou a um ângulo de atrito baixo com o EPS. Comparando as diferentes densidades de EPS na interface com a geomembrana foi observada uma pequena queda no ângulo de atrito para os EPS mais densos (EPS 22 e 29), o que pode ser explicado pela menor quantidade de vazios entre os grãos de poliestireno expandido e uma menor deformação dos blocos de EPS.



Comparação do ângulo de atrito dos EPS de diferentes densidades com o Geotêxtil.

Nos ensaios com o geotêxtil, o EPS 6F (29kg/m³) apresentou uma variação fora do normal para os ensaios, sendo assim com um foco maior nos outros EPS, foi possível notar um aumento no ângulo de atrito de interface para os EPS 18 e 22

7 | CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo analisar o comportamento do EPS em contato com diversos materiais comuns em obras de geotecnia, para isso foram realizados diversos ensaios de cisalhamento direto entre os diversos materiais, utilizando duas caixas de cisalhamento de tamanho distintos, e reproduzindo condições encontradas em campo nos ensaios, assim foi possível estabelecer uma relação entre os dados dos ângulos de atrito obtidos e sua eficiência diante do EPS e dos próprios materiais ensaiados, tendo os resultados apresentados anteriormente, foi possível realizar as seguintes conclusões:

- Os blocos de EPS apresentam alto valor do ângulo de atrito de interface;
- O cisalhamento entre blocos de EPS e solos, como areia e siltes arenosos, apresenta alto valor do ângulo de atrito de pico e residual;
- O cisalhamento entre blocos de EPS e a argamassa atingiu valores de ângulo de atrito um pouco acima de 30°;
- O cisalhamento entre blocos de EPS e o geotêxtil não tecido e a geomembrana apresentou baixos ângulos de atrito de interface, abaixo de 30°, chegando a 20° no caso da geomembrana;
- A dimensão das amostras também se mostrou importante, pois o aumento da amostra apresentou uma queda no ângulo de atrito dos materiais;
- A eficiência do ângulo de atrito em relação aos solos 1 e 2 e em relação a argamassa foi elevada, ultrapassando o próprio ângulo de atrito de interface desses materiais.
- A eficiência do ângulo de atrito em relação aos EPS foi elevada, atingindo valores acima de 80% para a maioria dos materiais, ficando ao redor dos 70 % para o geotêxtil e 50% para a geomembrana, ambos materiais com superfícies muito lisas.

REFERÊNCIAS

ASTM D3080

Avesani Neto (2008). **Caracterização do comportamento geotécnico do EPS através de ensaios mecânicos e hidráulicos**. Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo.

NBR 7181:1984 – Solo – Análise Granulométrica.

NBR 7181:1984 – Solo – Ensaio de Compactação.

Pinto, C. S. (2006). **Curso Básico de Mecânica dos Solos – 3ª ed. Oficina de Textos**.

STARK, T. D.; ARELLANO, D.; HORVATH, J. S.; LSHCHINSKY, D. (2004). **Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments**.

V.C. Xenaki and G.A. Athanasopoulos (2001). **Experimental investigation of the interaction mechanism at the eps geofoam-sand interface by direct shear testing**.

CONTRIBUIÇÃO DA RIGIDEZ TORSIONAL DE VIGAS NO CÁLCULO DE MOMENTOS FLETORES EM LAJES MACIÇAS DE CONCRETO ARMADO

Data de aceite: 01/06/2020

Jonas Pereira Falcão

Mestrando em Estruturas e Construção Civil,
Universidade de Brasília.

jonaspfalcao@hotmail.com, <http://lattes.cnpq.br/7958675297256385>

Francisco dos Santos Rocha

Professor Doutor, Curso de Engenharia Civil, Universidade do Estado do Amazonas.

francsantos@uol.com.br, <http://lattes.cnpq.br/6406742929195826>

RESUMO: Os esforços no pavimento de uma estrutura dependem da interação entre as vigas e as lajes que o compõem. A interação está associada à rigidez e à fissuração dos elementos estruturais que determinam as condições de contorno da laje. A ABNT NBR 6118:2014 permite reduzir, de maneira aproximada em grelhas e pórticos espaciais, a rigidez à torção das vigas por fissuração, utilizando 15% da sua rigidez elástica. Neste sentido, este trabalho leva em consideração a alteração da distribuição de momentos fletores em lajes maciças retangulares de concreto armado, por meio de um programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos. Por meio do software SAP 2000, foram modeladas diversas

lajes com o intuito de avaliar a distribuição de momentos fletores levando em consideração: a indeformabilidade das vigas, o Método dos Elementos Finitos, a Analogia da Grelha Equivalente, a altura das vigas de contorno, e a fissuração das vigas de contorno. Os resultados obtidos mostraram que a redução da rigidez à torção das vigas pode aumentar os momentos fletores positivos no vão da laje em até 25%.

PALAVRAS-CHAVE: interação, rigidez à torção, programa computacional, Método dos Elementos Finitos.

CONTRIBUTION OF TORSIONAL STIFFNESS OF BEAMS IN THE CALCULUS OF BENDING MOMENTS IN REINFORCED CONCRETE SOLID SLABS

ABSTRACT: The internal forces in the floor of the structure depend on the interaction between the beams and the slabs that form it. The interaction is associated to the stiffness and to the cracking of the structural elements that determine the boundary conditions of the slabs. ABNT NBR 6118:2014 permits to reduce roughly, in girder grids and spatial frames, the torsional stiffness of beams by crack, utilizing 15% of its elastic stiffness. In this sense, this

work takes into account the alteration of the distribution of bending moments in reinforced concrete solid rectangular slabs by means of a computer program based in Finite Element Method. Through the software SAP 2000, it was modeled many slabs with the interest of evaluate the distribution of bending moments taking into account: the indeformability of beams, Finite Element Method, Grid Framework Analogue, the height of the boundary beams and the cracking of the boundary beams. The results obtained showed that the reduction of torsional stiffness of beams may increase the positive bending moments in the span of slab up to 25%.

KEYWORDS: interaction, torsional stiffness, computer program, Finite Element Method.

1 | INTRODUÇÃO

Ao longo dos anos, o cálculo de momentos fletores em lajes maciças de concreto armado se realizava por meio de tabelas. Devido ao avanço de recursos computacionais mais sofisticados, sugeriram a Analogia da Grelha Equivalente (AGE) e o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Estes métodos permitem analisar a influência da rigidez à torção das vigas no cálculo dos esforços na laje. Não obstante, é necessário avaliar ainda o efeito da fissuração das vigas de contorno, visto que ele contribui para uma acentuada queda de rigidez à torção dessas vigas.

De acordo com BUDA-OZOG (2017), apesar das pesquisas sobre combinação de torção, flexão e esforço cortante, o conhecimento sobre a rigidez à torção das vigas após a sua fissuração ainda é limitado. Assim, o presente trabalho tem o intuito de avaliar, tanto no estágio I e II, o quanto a rigidez à torção de vigas de contorno influencia no cálculo dos momentos fletores em lajes maciças retangulares de concreto armado.

2 | LAJES

As lajes de concreto armado apresentam comportamentos distintos para cada nível de solicitação às quais estão submetidas. Em geral, estes comportamentos se dividem em três etapas particulares que são a fase elástica, a fase de fissuração e a fase de plastificação, conforme mostrado na Figura 1

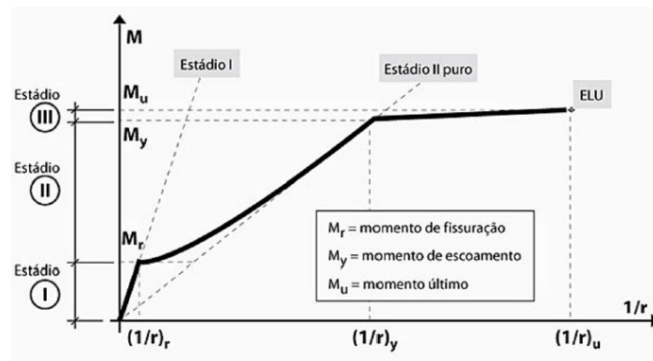


Figura 1 – Níveis de deformação do concreto (KIMURA (2007))

A fase elástica vai desde a origem até o ponto A e corresponde ao Estádio I. Nesta fase o material pode ser considerado como isotrópico e homogêneo, pois a peça não está fissurada.

A fase de fissuração é representada pelo trecho AC, correspondente ao Estádio II. Devido à fissuração dos elementos estruturais por causa do aumento da magnitude das ações, a rigidez destes elementos diminui. Em vista disso, os esforços migram para as seções de maior rigidez, ou seja, para as seções não fissuradas.

A fase de plastificação é representada pelo trecho CD, correspondente ao Estádio III. As ações continuam a crescer e as seções mais solicitadas começam a sofrer plastificação. Nesta fase, não há aumento significativo dos valores dos momentos fletores, pois normalmente as lajes estão sub-armadas. Além disso, há grandes deformações e redistribuição de esforços mais acentuada que na fase anterior.

Segundo PIOTR e KRZYSZTOF (2016), em estruturas hiperestáticas, quando surge um excesso de esforços em alguma seção, ocorre a redistribuição desses esforços para um trecho adjacente que não está totalmente aproveitado.

As rótulas plásticas surgem quando a armadura entra em escoamento, podendo transformar a estrutura hiperestática em hipostática. Por conta disso, não é recomendável que haja plastificação em toda uma determinada região da laje, como por exemplo, em toda uma continuidade entre lajes.

Outra consequência da introdução de rótulas plásticas é a transferência de momentos fletores negativos para momentos fletores positivos conforme mostrado na Figura 2. Por conta disso, a taxa de aço necessária na continuidade de duas lajes diminui, enquanto que a taxa de aço necessária no meio do vão aumenta.

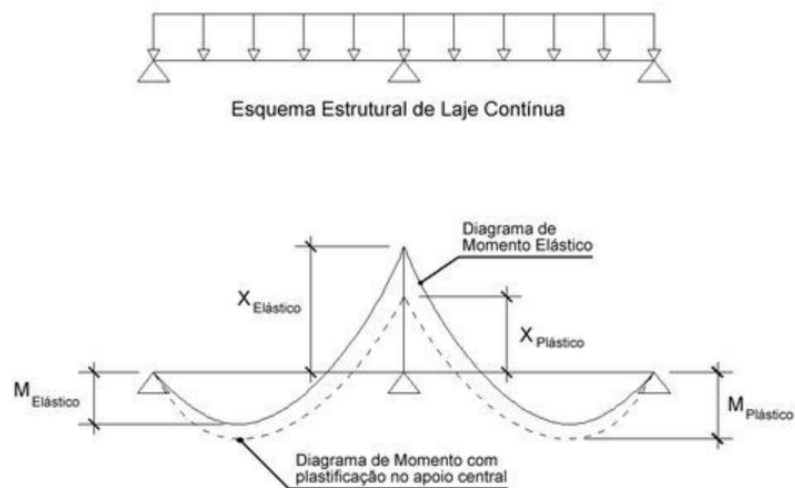


Figura 2 – Redistribuição dos esforços devido à plastificação do concreto

Quando a laje está apoiada em seus lados opostos, a distribuição das ações em cada apoio e a magnitude dos momentos fletores na laje não são facilmente calculadas (SALAMA, 2012). Por conta disso, Bares, Czerny e Marcus desenvolveram tabelas que permitiram, à época, a otimização do cálculo de momentos fletores em lajes, ainda que para cada painel de laje analisado isoladamente delimitado pelas vigas de contorno (CARVALHO; FILHO, 2014).

Segundo KIMURA (2018), a AGE consiste em substituir a laje por uma série de elementos de barras conectados ortogonalmente no plano do piso. COELHO (2000) verificou que os resultados dos momentos fletores em lajes são satisfatórios quando a seguinte relação entre o momento de inércia à flexão I e o momento de inércia à torção J das barras da grelha é satisfeita:

$$J = 2,2 I \quad (1)$$

Segundo ARAÚJO (2014), no MEF, primeiramente é necessário discretizar a laje em uma malha de elementos finitos definidos pela sua geometria e pela quantidade de nós. À medida que o domínio do problema é subdividido em elementos finitos cada vez menores, esses resultados convergem para uma solução exata.

3 | RIGIDEZ À TORÇÃO DAS VIGAS

A ABNT NBR 6118:2014 permite reduzir, em grelhas e em pórticos espaciais, a rigidez à torção de vigas por fissuração, considerando 15 % da sua rigidez elástica. Alternativamente, esses modelos, na verificação de estados limites-últimos, podem ser considerados com rigidez à torção nula de modo a eliminar a torção de compatibilidade da análise, desde que o elemento estrutural possua adequada capacidade de adaptação plástica.

4 | MÉTODO NUMÉRICO

O trabalho é composto por uma laje e por quatro vigas apoiadas em suas extremidades sobre apoios indeslocáveis. Na modelagem 3 as lajes foram modeladas em elementos de barras (AGE), enquanto que nas modelagens 1 e 2 elas foram modeladas em elementos finitos de casca bidimensionais (MEF). Já em relação às vigas, houve casos em que elas foram modeladas como apoios indeformáveis (tabelas) e casos em que elas foram modeladas em elementos de barras (AGE e MEF).

Foram realizadas três situações de modelagem computacional, sendo duas através do MEF e uma através da AGE. Os tipos de modelagem foram os seguintes: modelagem 1, para laje em elementos finitos e vigas como apoios indeslocáveis, Figura 3; modelagem 2, para laje em elementos finitos, vigas em elementos de barras e pilares como apoios indeslocáveis, Figura 4; e modelagem 3, para lajes e vigas em elementos de barra e pilares como apoios indeslocáveis, Figura 5. As lajes são maciças e quadradas com vão de 4,00 m. Quanto à espessura das lajes, foram utilizados os valores de 8 cm, 10 cm e 12 cm com o intuito de avaliar também a influência da rigidez da laje nos valores dos esforços de flexão. Nas lajes modeladas em elementos finitos foram criados 64 elementos de casca fina com 81 nós, sendo 6 graus de liberdade em cada nó.

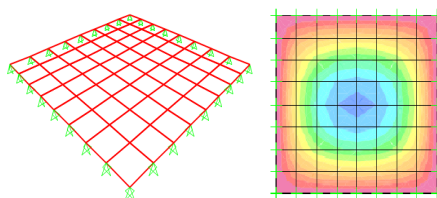


Figura 3: Modelagem 1

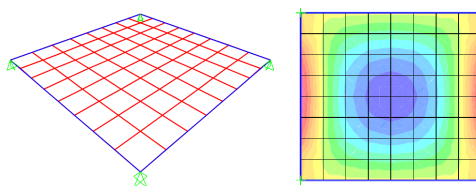


Figura 4: Modelagem 2

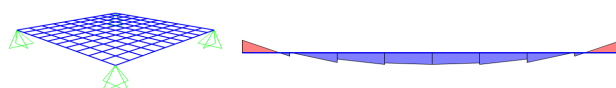


Figura 5: Modelagem 3

No caso do MEF, para as três espessuras da laje foram utilizadas malhas de elementos

finitos de 50 cm x 50 cm, sendo elementos finitos quadrangulares de quatro nós. Já no caso da AGE, as barras da grelha foram modeladas com malhas de 50 cm x 50 cm para as três espessuras da laje. Além disso, com o intuito de satisfazer a recomendação de COELHO (2000) em que a relação entre o momento de inércia à torção e o momento de inércia à flexão das barras da grelha deve ser aproximadamente igual a 2,2, foram também modeladas malhas de 10 cm x 10 cm para espessura de 8 cm, 12,5 cm x 12,5 cm para espessura de 10 cm e 16 cm x 16 cm para espessura de 12 cm.

Dessa maneira, sendo b o espaçamento das barras da grelha, h a espessura da laje, I o momento de inércia à flexão das barras e J o momento de inércia à torção das barras, os valores da relação J/I para cada situação foram os seguintes:

b (cm)	50,00	50,00	50,00	10,00	12,50	16,00
h (cm)	8,00	10,00	12,00	8,00	10,00	12,00
h/b	0,16	0,20	0,24	0,80	0,80	0,75
I (cm ⁴)	2133,33	4166,67	7200,00	426,67	1041,67	2304,00
J (cm ⁴)	7673,22	14566,95	24446,64	875,87	2138,35	4976,26
J/I	3,60	3,50	3,40	2,05	2,05	2,16

Tabela 1: Relações geométricas das barras da grelha

Além de variar o tipo de elemento aplicado nas lajes e nas vigas de contorno e as dimensões das malhas, foi avaliado o quanto as dimensões das vigas alteram a distribuição dos momentos fletores atuantes nas lajes. Dessa forma, foram utilizados os seguintes casos de seção transversal das vigas: caso 1, onde se tem uma viga de 20 cm x 40 cm; caso 2, onde se tem uma viga de 20 cm x 50 cm; e caso 3, onde se tem uma viga de 20 cm x 60 cm.

Além disso, com o intuito de avaliar no estádio II a distribuição dos momentos fletores nas lajes devido à fissuração das vigas de contorno, a rigidez à torção das vigas de contorno foi reduzida a 15% da sua rigidez elástica conforme as prescrições da ABNT NBR 6118:2014. Ademais, foi realizada uma modelagem computacional, tornando a rigidez à torção da viga nula conforme é permitido pela ABNT NBR 6118:2014.

Após a modelagem dos elementos estruturais, foram aplicadas as ações na estrutura. Essas ações são as ações permanentes diretas devido ao peso próprio das lajes e as cargas acidentais verticais de uso de construção na laje, distribuídas uniformemente pela área da laje.

Considerando o peso específico do concreto armado de 25 kN/m³ e uma laje de 12 cm de espessura, a ação permanente distribuída na área da laje é igual a 3,0 kN/m². De maneira análoga para uma laje de 8 cm e de 10 cm, obteve-se a ação permanente distribuída na área da laje igual a, respectivamente, 2,0 kN/m² e 2,5 kN/m². Considerando o que propõe a ABNT NBR 6120:1980 a respeito da ação variável devido às cargas acidentais verticais de uso de construção em lajes de edifícios residenciais e escritório, o valor adotado foi de 2,0 kN/m². Utilizando a combinação última normal da ABNT NBR

6118:2014, tem-se que o coeficiente de ponderação tanto para a ação permanente quanto para a ação variável principal é igual a 1,4. Portanto, o valor da ação de cálculo utilizado nas lajes de 8 cm, 10 cm e 12 cm, respectivamente, é igual a 5,6 kN/m², 6,3 kN/m² e 7,0 kN/m². Já em academias, deve-se utilizar o valor de 5,0 kN/m² para as cargas acidentais. Portanto, o valor de cálculo da ação para lajes deste tipo de edificação em lajes cuja a espessura é de 8 cm, 10 cm e 12 cm é igual a, respectivamente, 9,8 kN/m², 10,5 kN/m² e 11,2 kN/m².

No caso da AGE, as ações foram distribuídas por área de influência ao longo das barras da grelha. Os valores dessas ações por unidade de comprimento variam de acordo com o espaçamento das barras da grelha e com o tipo de edificação.

Não obstante, as tabelas de Czerny, Bares e Marcus foram utilizadas para calcular os esforços de flexão nas lajes a fim de comparar os valores obtidos pelos modelos clássicos com os obtidos pelos modelos computacionais. Para cada método foram avaliados a situação de contorno quadriapoado e contorno quadriengastado.

Ao todo foram realizadas 210 análises que geraram 420 valores de momentos fletores nas lajes maciças de concreto armado, conforme mostrado na tabela 2.

Análises	Método	Rigidez da viga de contorno	Ações	Espessura da laje (cm)	Malha da Grelha (cm)
12	Tabelas de Bares	(Quadriapoada e Quadriengastada)	Residência e Academia	8;10;12	x
12	Tabelas de Czerny	(Quadriapoada e Quadriengastada)	Residência e Academia	8;10;12	x
12	Tabelas de Marcus	(Quadriapoada e Quadriengastada)	Residência e Academia	8;10;12	x
12	MEF com viga indeformáveis	(Quadriapoada e Quadriengastada)	Residência e Academia	8;10;12	x
18	MEF com viga 20 cm x 40 cm	100%, 15% e 0% da rigidez à torção	Residência e Academia	8;10;12	x
18	MEF com viga 20 cm x 50 cm	100%, 15% e 0% da rigidez à torção	Residência e Academia	8;10;12	x
18	MEF com viga 20 cm x 60 cm	100%, 15% e 0% da rigidez à torção	Residência e Academia	8;10;12	x
36	AGE com viga 20 cm x 40 cm	100%, 15% e 0% da rigidez à torção	Residência e Academia	8;10;12	50 (h=8;10;12); 16; 12,5; 10
36	AGE com viga 20 cm x 50 cm	100%, 15% e 0% da rigidez à torção	Residência e Academia	8;10;12	50 (h=8;10;12); 16; 12,5; 10
36	AGE com viga 20 cm x 60 cm	100%, 15% e 0% da rigidez à torção	Residência e Academia	8;10;12	50 (h=8;10;12); 16; 12,5; 10

Tabela 2: Análises realizadas

5 | RESULTADOS

A partir das tabelas de Bares, Czerny e Marcus e da utilização de vigas indeformáveis por meio de implementação computacional de malhas de elementos finitos, foram obtidos os valores dos momentos fletores. As Figuras 6 a 14 mostram os valores dos momentos fletores nas lajes de edificação do tipo residencial para espessura laje igual a 8 cm, 10 cm e 12 cm. As Figuras 15 a 23 mostram os valores dos momentos fletores nas lajes de edificação do tipo academia. para espessura laje igual a 8 cm, 10 cm e 12 cm.

Através dos resultados encontrados nessas figuras, verifica-se que os momentos fletores obtidos pelas tabelas de Czerny e pelo MEF na condição de viga indeformável são satisfatórios. Entretanto, vale mencionar que este tipo de modelagem não se aproxima da realidade, uma vez que as vigas são estruturas deformáveis, servindo os resultados obtidos computacionalmente pelo MEF apenas para validar a modelagem da laje em

elementos finitos.

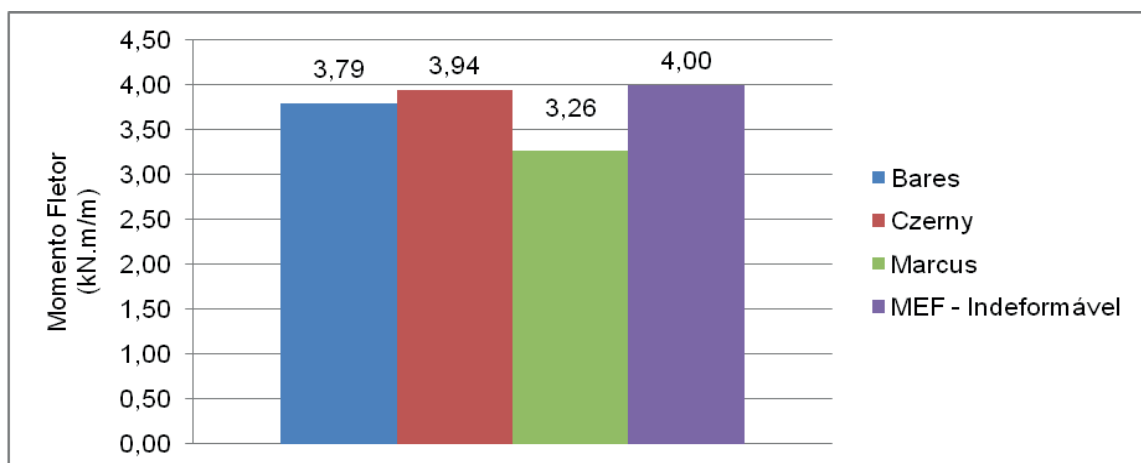


Figura 6 - Momentos fletores positivos em lajes quadriapoiadas - Residência (h= 8 cm)

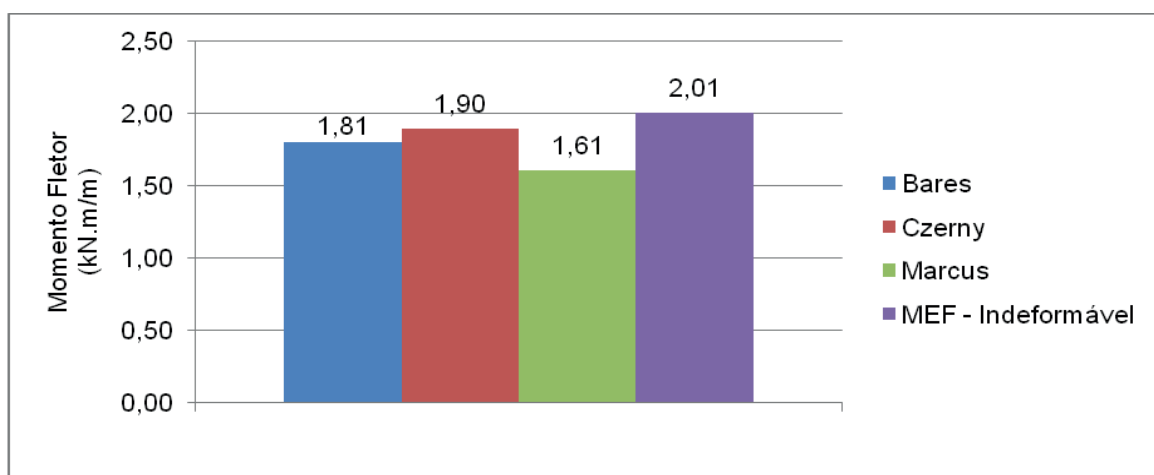


Figura 7 - Momentos fletores positivos em lajes quadriengastadas - Residência (h= 8 cm)

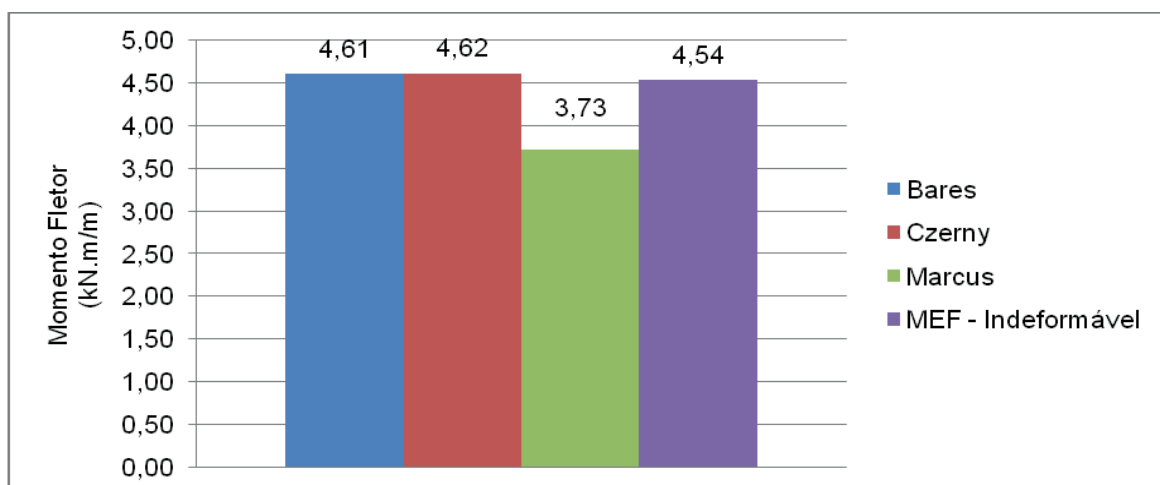


Figura 8 - Momentos fletores negativos em lajes quadriengastadas - Residência (h= 8 cm)

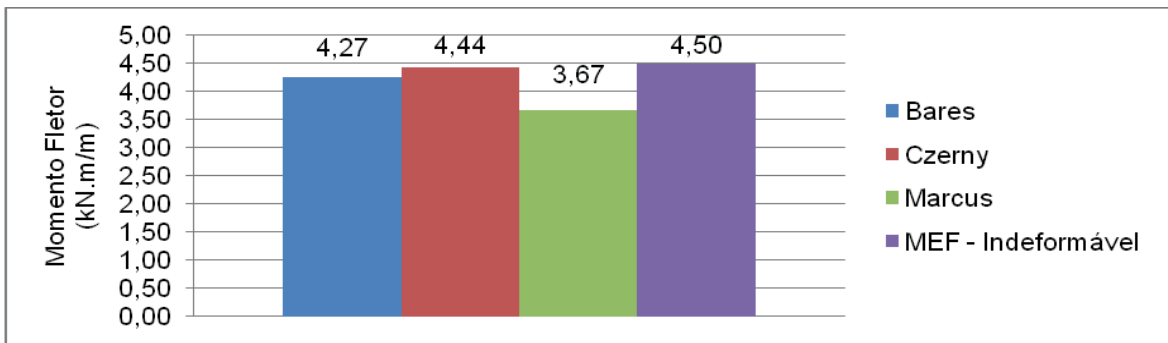


Figura 9 - Momentos fletores positivos em lajes quadriapoiadas - Residência (h= 10 cm)

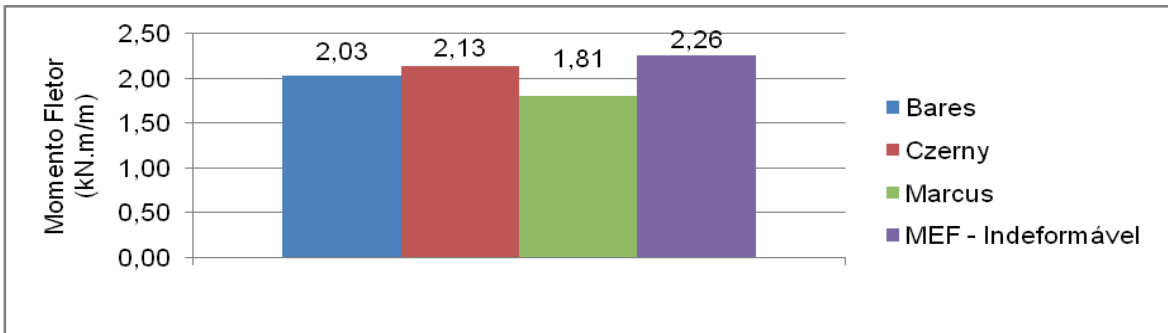


Figura 10- Momentos fletores positivos em lajes quadriengastadas - Residência (h= 10 cm)

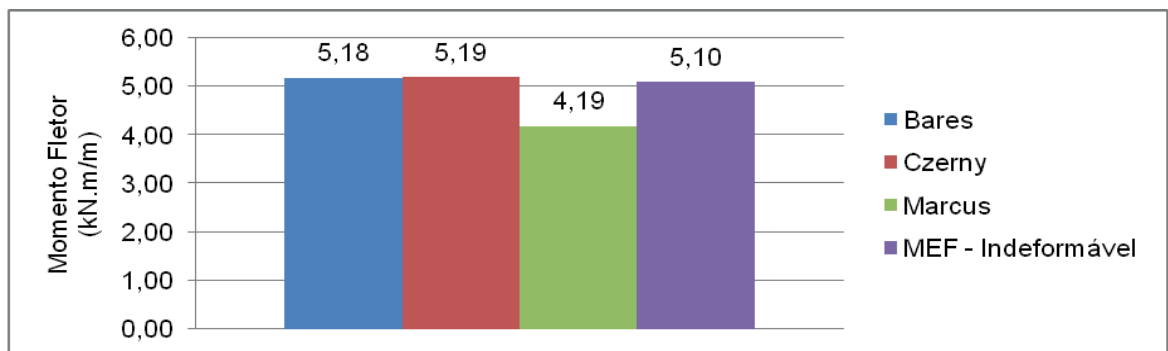


Figura 11 - Momentos fletores negativos em lajes quadriengastadas - Residência (h= 10 cm)

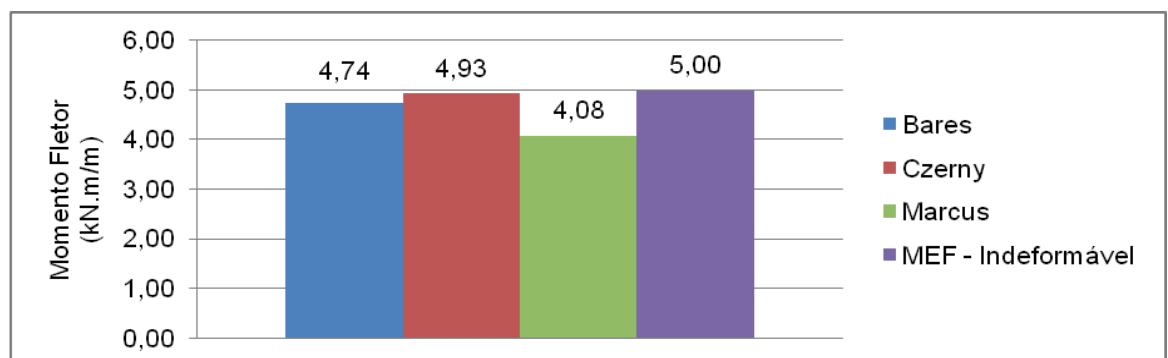


Figura 12 – Momentos fletores positivos em lajes quadriapoiadas - Residência (h= 12 cm)

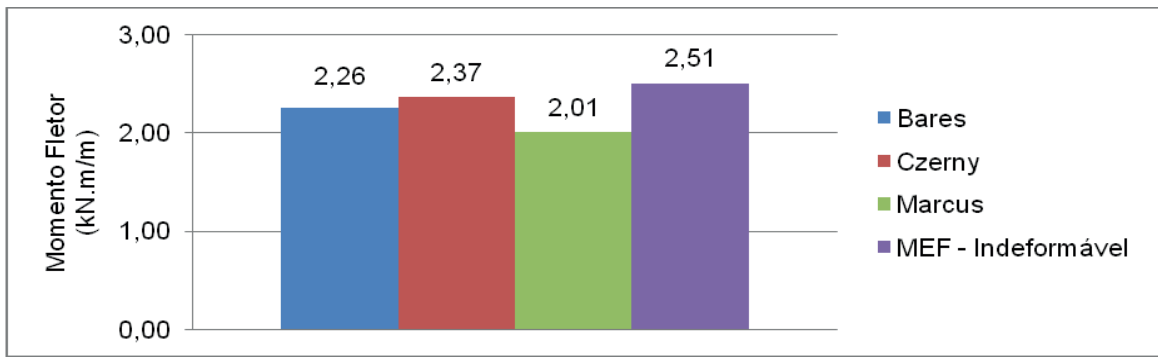


Figura 13 – Momentos fletores positivos em lajes quadriengastadas – Residência (h=12cm)

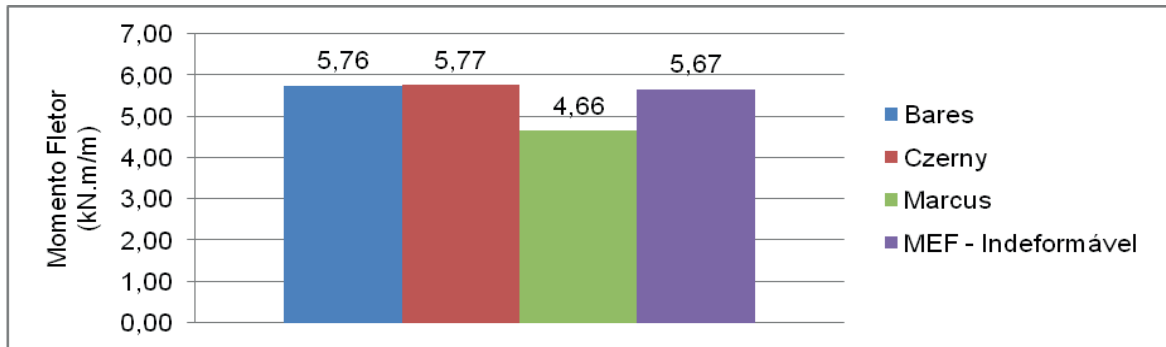


Figura 14 – Momentos fletores negativos em lajes quadriengastadas – Residência (h=12cm)

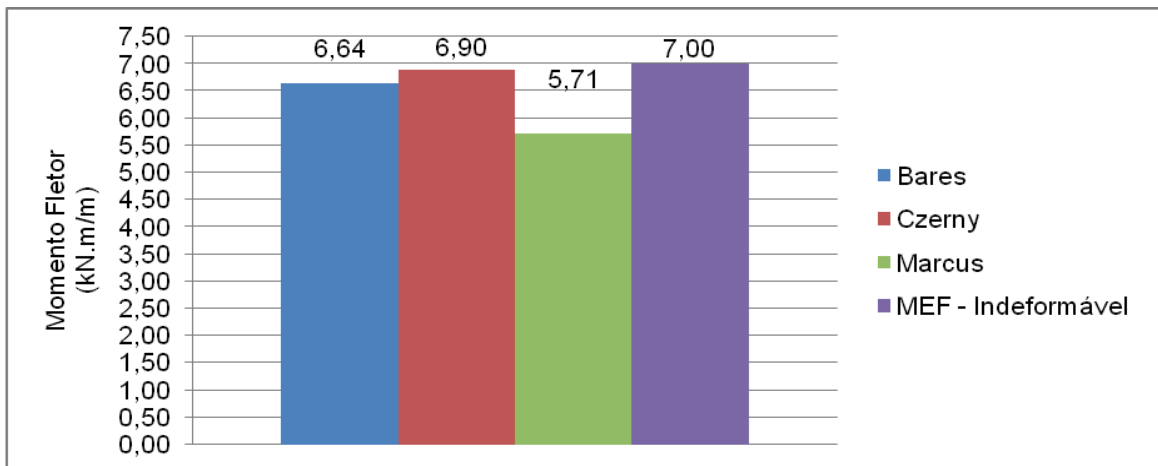


Figura 15 – Momentos fletores positivos em lajes quadriapoiadas – Academia (h=8 cm)

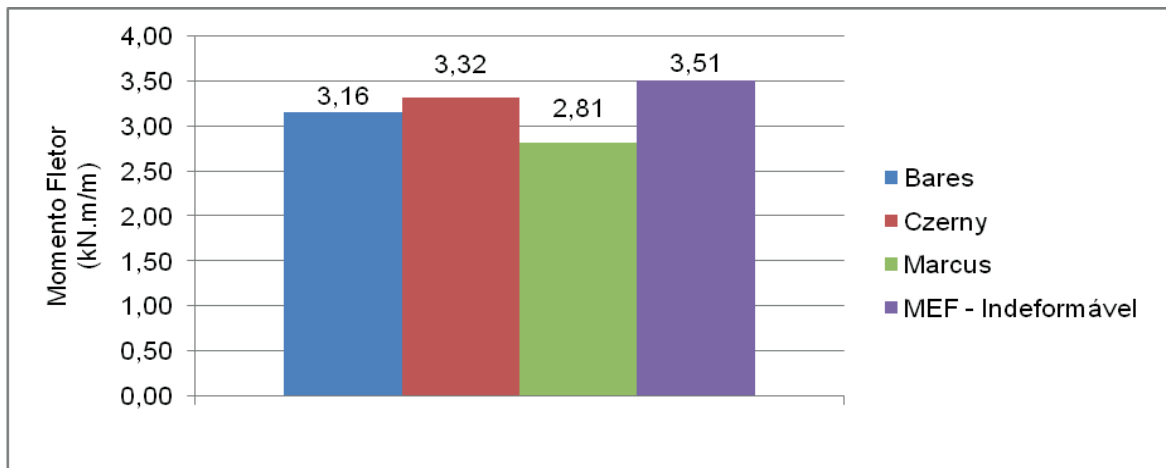


Figura 16 – Momentos fletores positivos em lajes quadriengastadas – Academia (h=8 cm)

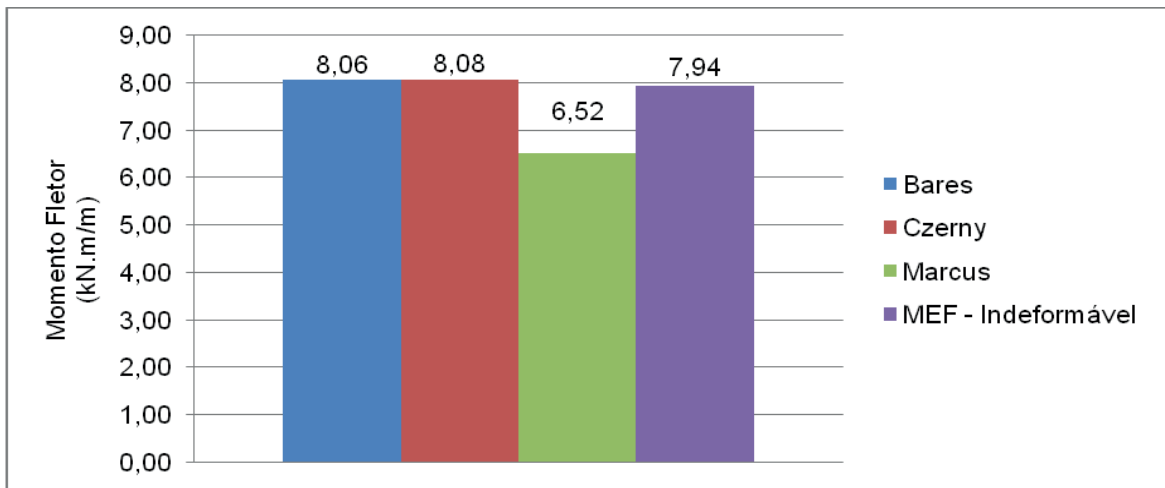


Figura 17 – Momentos fletores negativos em lajes quadriengastadas – Academia (h=8 cm)

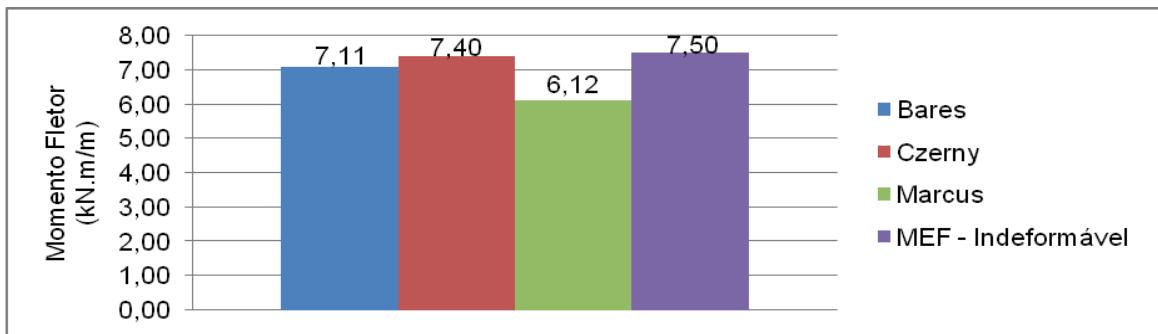


Figura 18 – Momentos fletores positivos em lajes quadriapoiadas – Academia (h=10 cm)

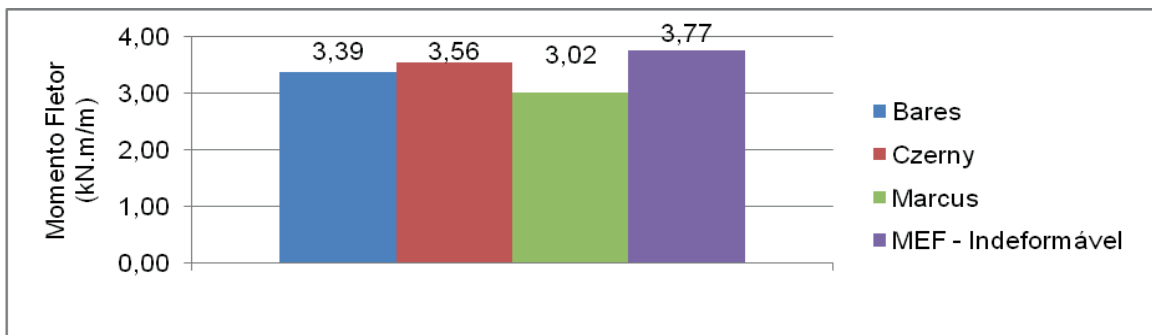


Figura 19 – Momentos fletores positivos em lajes quadriengastadas – Academia (h=10 cm)

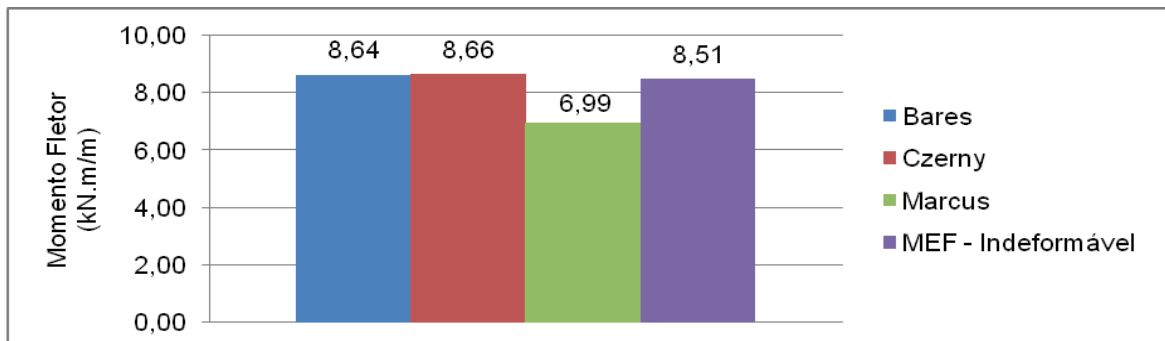


Figura 20 – Momentos fletores negativos em lajes quadriengastadas – Academia (h=10cm)

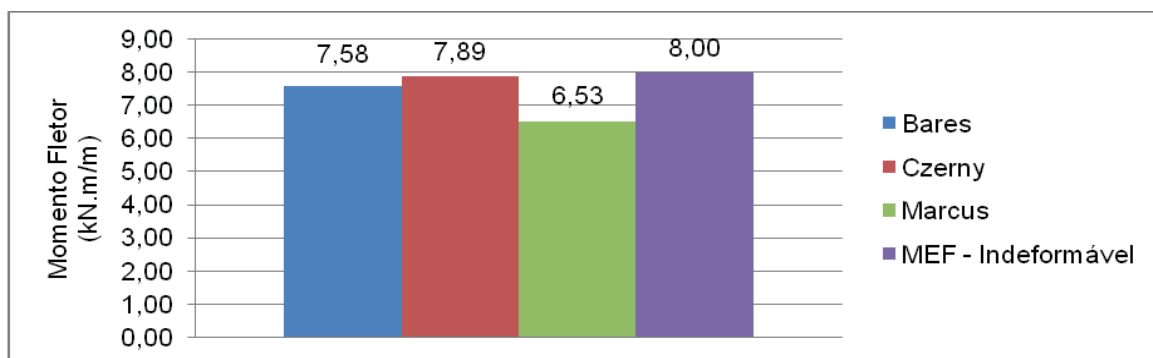


Figura 21 – Momentos fletores positivos em lajes quadriapoiadas – Academia (h=12cm)

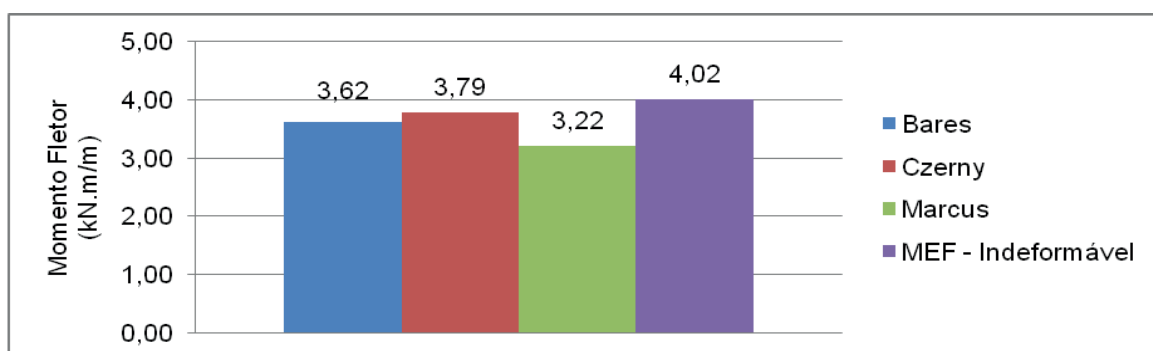


Figura 22 – Momentos fletores positivos em lajes quadriengastadas – Academia (h=12cm)

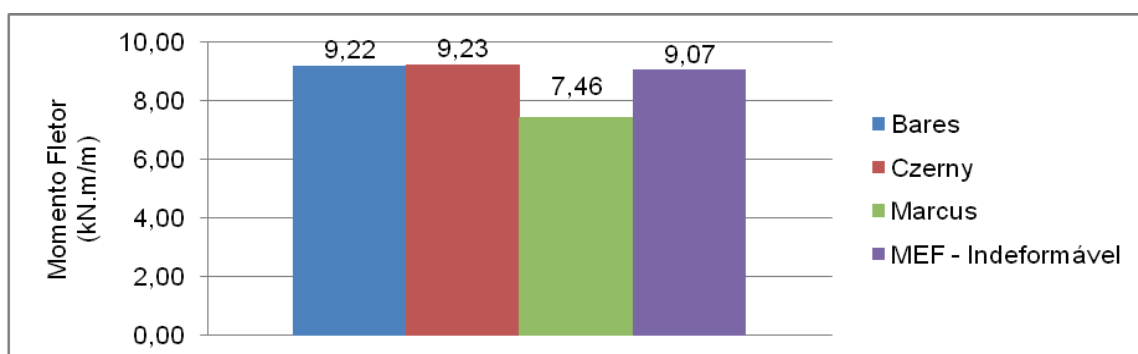


Figura 23 – Momentos fletores negativos em lajes quadriengastadas – Academia (h=12cm)

As figuras 24 a 26 mostram os valores dos momentos fletores positivos e negativos obtidos em lajes de edificação do tipo residencial cuja espessura é igual a 8 cm, 10 cm e 12 cm. Nessas figuras, o eixo das abscissas representa a porcentagem da rigidez à torção da viga de contorno devido à fissuração, enquanto que o eixo das ordenadas representa os valores dos momentos fletores por unidade de comprimento. Cada figura possui três grupos de resultados, os quais representam, respectivamente, as lajes vinculadas às vigas de 20 cm x 40 cm, 20 cm x 50 cm e 20 cm x 60 cm.

De maneira análoga, as figuras 27 a 29 mostram os valores dos momentos fletores positivos e negativos obtidos em lajes de edificação do tipo academia.

Através dos resultados é possível verificar uma diminuição dos momentos fletores positivos devido ao aumento da seção transversal das vigas de contorno. Por outro lado, houve um aumento dos momentos fletores positivos devido à fissuração das vigas,

enquanto que quando a rigidez à torção dessas vigas é igual a 0% da rigidez inicial os momentos fletores negativos tornam-se nulos.

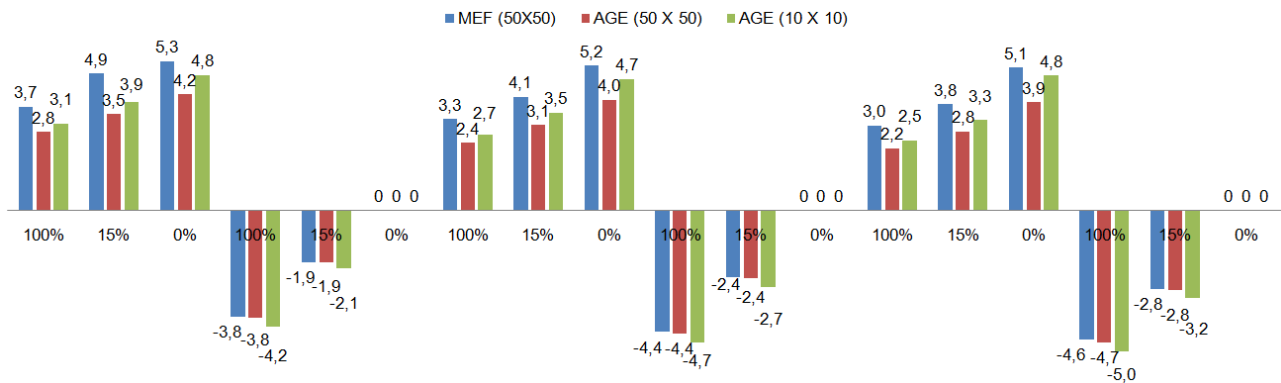


Figura 24 – Momentos fletores obtidos através de implementação computacional – Residência (h= 8 cm)

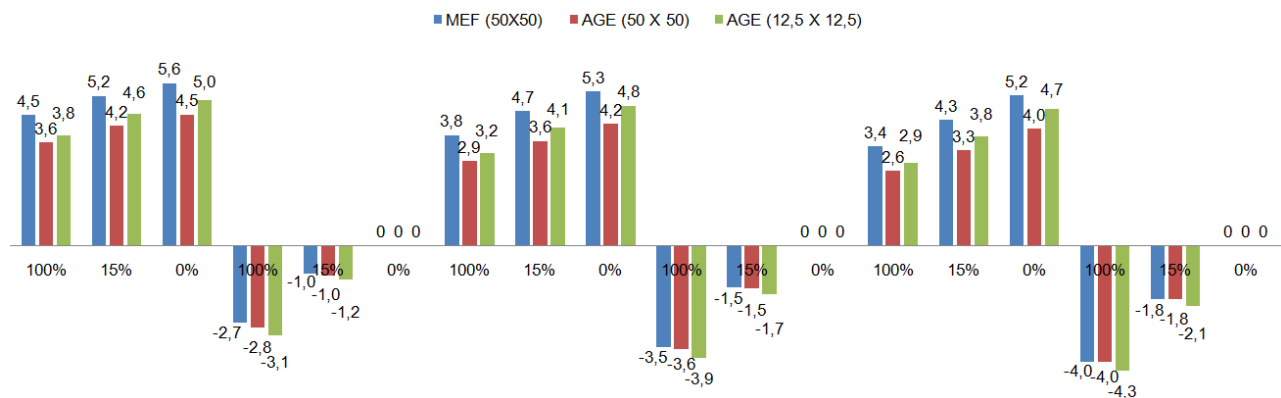


Figura 25 – Momentos fletores obtidos através de implementação computacional – Residência (h= 10 cm)

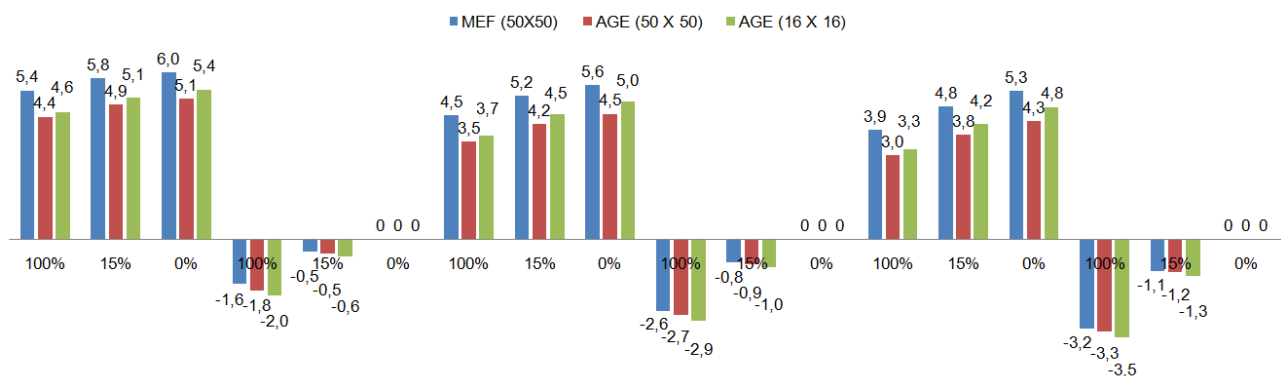


Figura 26 – Momentos fletores obtidos através de implementação computacional – Residência (h= 12 cm)

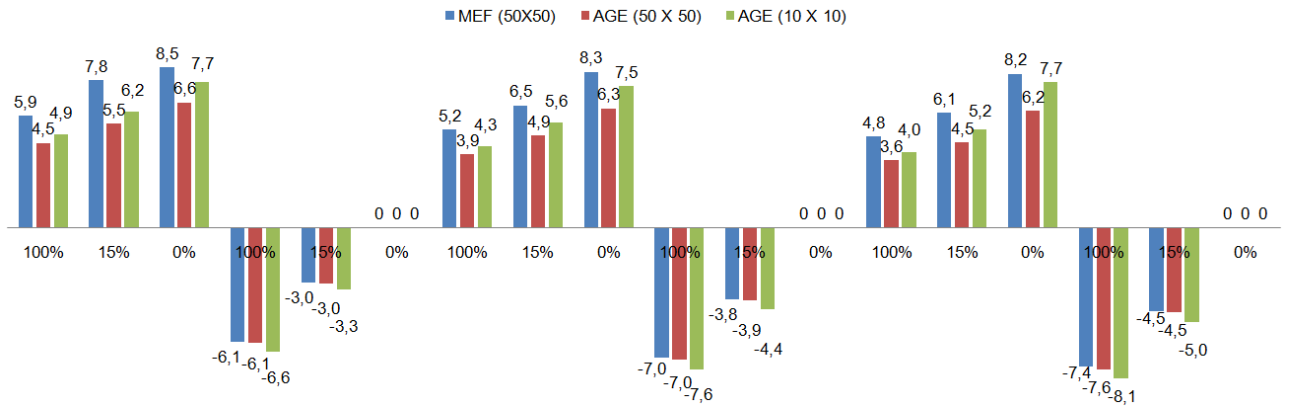


Figura 27 – Momentos fletores obtidos através de implementação computacional – Academia (h= 8 cm)

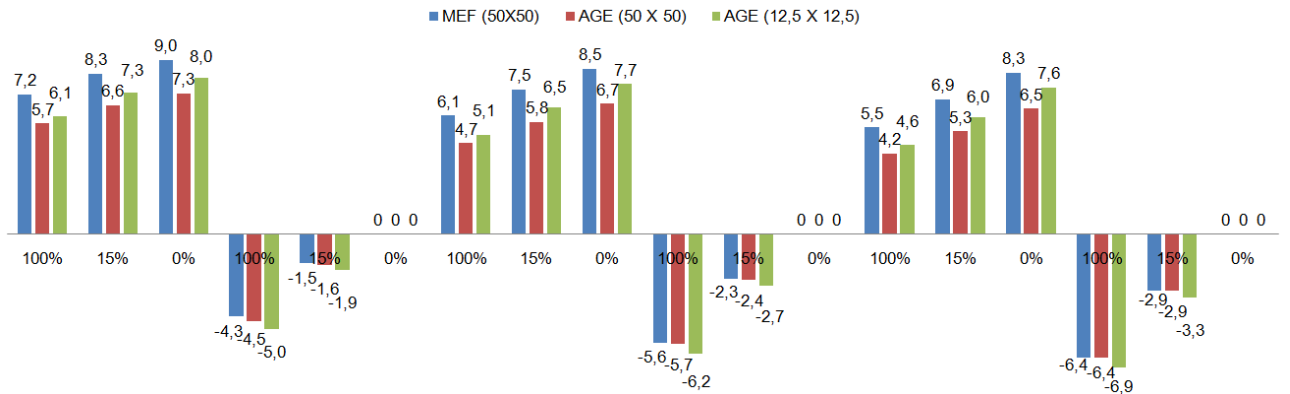


Figura 28 – Momentos fletores obtidos através de implementação computacional – Academia (h= 10 cm)

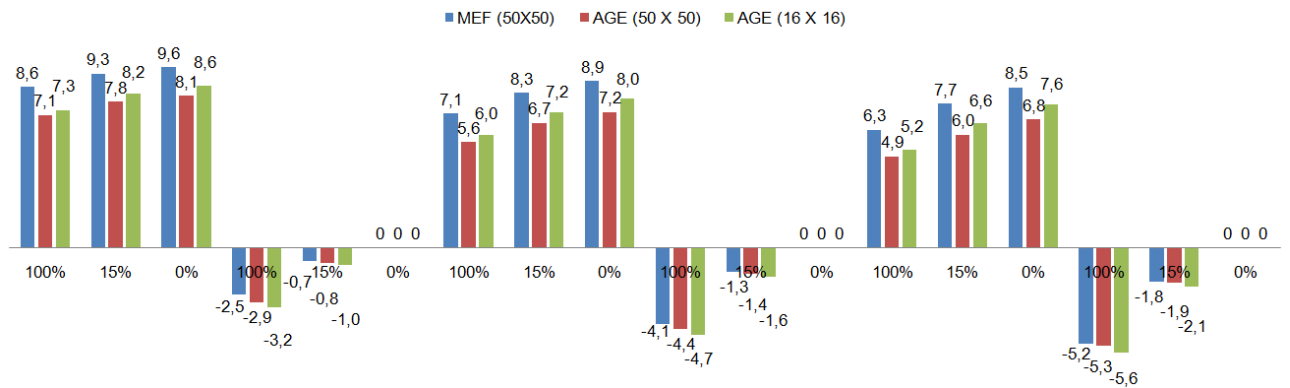


Figura 29 – Momentos fletores obtidos através de implementação computacional – Academia (h= 12 cm)

6 | CONCLUSÕES

Os momentos fletores obtidos pelas tabelas de Czerny e pelo MEF na condição de viga indeformável mostram-se satisfatórios. Entretanto, essa modelagem não representa os resultados mais próximos da realidade, uma vez que não é levado em consideração a deformabilidade das vigas.

Comparando os momentos fletores positivos obtidos pelo MEF na seção fissurada com os obtidos pelas tabelas (contorno apoiado), verificou-se um aumento de até 20%

para lajes cuja espessura é de 12 cm. Já os momentos fletores positivos obtidos pelo MEF na seção íntegra em relação aos obtidos pelas tabelas (contorno engastado), o aumento foi de até 50% para lajes cuja espessura é de 12 cm. Por conta disso, atualmente não convém mais utilizar tabelas para o cálculo de esforços em lajes.

Quanto aos momentos fletores positivos, os valores obtidos pelo MEF e pela AGE variaram em torno de 15 %. Já para os momentos fletores negativos, a variação foi de 10 %. Portanto, os valores obtidos pelos dois métodos se mostram satisfatórios.

Os momentos fletores positivos de lajes de 10 cm superaram em até 15 % os de lajes de 8 cm. A mesma variação se manteve quando comparadas as lajes de 10 cm com as de 12 cm. Portanto, é necessária a utilização de métodos numéricos para o cálculo dos esforços em lajes, uma vez que as tabelas não levam em consideração a rigidez da laje. Tal consideração é importante principalmente em estruturas submetidas a ações elevadas, como em academias em virtude da necessidade de lajes mais rígidas para satisfazer os estados limites de deformações excessivas e de vibrações excessivas.

Os valores do momento de inércia à torção das vigas de contorno cuja seção é igual a 20 cm x 40 cm, 20 cm x 50 cm e 20 cm x 60 cm são, respectivamente, iguais a $73.241,67 \text{ cm}^4$, $99.805,01 \text{ cm}^4$ e $126.434,57 \text{ cm}^4$. O aumento de seção transversal de uma viga de 20 cm x 40 cm para uma de 20 cm x 50 cm diminuiu os momentos fletores positivos na ordem de 15 %, enquanto que o aumento de seção transversal de uma viga de 20 cm x 50 cm para uma de 20 cm x 60 cm diminuiu os momentos fletores positivos na ordem de 10 %.

Considerando uma diminuição da rigidez à torção dessas vigas para 15 % devido à fissuração delas, os momentos fletores positivos aumentaram em até 25 % para as três espessuras da laje. Já os momentos fletores negativos reduziram em até 50 % ($h=8 \text{ cm}$), 60% ($h=10 \text{ cm}$) e 70% ($h=12 \text{ cm}$). Além disso, os momentos fletores negativos tornaram-se nulos quando foi considerada 0 % de rigidez à torção das vigas de contorno.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José. **Curso de Concreto Armado**. 3ª. Ed. v.2. Rio Grande, Dunas, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

BUDA-OZOG, Lidia. **Assessment of stiffness beams subjected to combined shear and torsion designed using STM**. International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures AMCM, 2017.

CARVALHO, Roberto; FILHO, Jasson. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 4. ed. 2ª reimpressão. São Paulo, EdUFSCar, 2014. v.1.

COELHO, Jano. **Modelagem de lajes de concreto armado por analogia de grelha**. 2000. 220 f.

Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

KIMURA Alio. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2. ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2018.

PIOTR, Dolny; KRZYSZTOF, Kaminski. **Research in redistribution of bending moments in the beams of reinforced concrete early loaded**. Modern Building Materials, Structures and Techniques, MBMST, 2016.

SALAMA, Magdy. **Analysis of slabs spanning in two directions under concentrated loads**. Housing and Building National Research Center Journal, 2012.

DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ EXPERIMENTAL DE VIGOTA TRELIÇADA OBJETIVANDO O DIMENSIONAMENTO DE ESCORAS DE LAJES

Data de aceite: 01/06/2020

Data da submissão: 21/03/2020

Rebeca Alexandra de Moraes Candido

Universidade São Francisco

Cidade: São Paulo

Link: <http://lattes.cnpq.br/7131972774358541>

Tiago Duarte de Lima

Universidade São Francisco

Cidade: São Paulo

Link: <http://lattes.cnpq.br/3745069682573452>

Adão Marques Batista

Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil – USF e Fatec

Campus USF, Laboratório de Materiais de construção civil – Bragança Paulista – SP

Cidade: São Paulo

Link: <http://lattes.cnpq.br/8867223794945538>

RESUMO: Na área da construção civil, a escolha de um bom sistema de estrutura de laje é muito importante. Os escoramentos que fazem parte desse sistema são considerados elementos secundários, porém são de suma importância e o conhecimento deste assunto objetiva custos mais baixos na construção. Entretanto, há poucos estudos, originando uma literatura escassa e de pouco conteúdo para se

consultar. O objetivo deste estudo foi analisar a otimização do espaçamento entre as escoras de lajes treliçadas pré-moldadas usadas em edifícios e residências, de um modo prático. A verificação da rigidez dos elementos, propiciam assim a determinação dos espaçamentos adequados entre as guias de apoio. Dessa maneira, foram realizados ensaios de flexão para a determinação da rigidez, e com os resultados coletados é possível comparar com os valores teóricos e os resultados encontrados na literatura. Notou-se que os resultados encontrados foram próximos daqueles medidos e os recomendados pelos fabricantes de lajes pré-moldadas, que indicam um espaçamento de 1,20m entre as guias de apoio, sendo que, o valor encontrado em laboratório foi de 1,40m. Dessa maneira verificou-se que as recomendações práticas das empresas construtoras estão um pouco abaixo do limite. Portanto, é possível recomendar espaçamentos um pouco mais longos entre os apoios das escoras em comparação aos valores práticos utilizados na atualidade, e conseqüentemente, obtendo uma certa melhoria e economia das construções.

PALAVRAS-CHAVE: rigidez experimental, escoramento, laje pré-moldada

DETERMINATION OF THE EXPERIMENTAL RIGIDITY OF PREMOLDADE SLABS WITH THE AIM OF CALCULATING SCAFFOLDING

ABSTRACT: In the area of construction, choosing a good slab structure system is very important. The props that are part of this system are considered secondary elements, but are of paramount importance and knowledge of this subject aims lower costs in construction. However, there are few studies, resulting in a scarce literature with little content to consult. The objective of this study was to analyze the optimization of the spacing between the precast truss slabs used in buildings and homes in a practical way. Checking the rigidity of the elements thus provides the determination of adequate spacing between the support guides. Thus, flexural tests were performed to determine the stiffness, and with the collected results it is possible to compare with the theoretical values and the results found in the literature. It was noted that the results were close to those measured and those recommended by manufacturers of precast slabs, which indicate a spacing of 1.20m between the support guides, and the value found in the laboratory was 1.40m. Thus it was found that the practical recommendations of construction companies are slightly below the limit. Therefore, it is possible to recommend slightly longer spacing between the support struts compared to the practical values used today, and consequently, obtaining some improvement and economy of the buildings.

KEYWORDS: Experimental rigidity, shoring, prefabricated slab

1 | INTRODUÇÃO

As fôrmas são equipamentos provisórios responsáveis pela dimensão e geometria de um determinado elemento estrutural de concreto armado moldado na obra, sejam eles vigas, pilares ou lajes. Já os escoramentos também conhecidos como cimbramentos ou cimbres, são os responsáveis por garantir o suporte necessário para que consiga sustentar o seu peso próprio e as cargas atuantes sobre o mesmo com segurança. Além dessas funções básicas, as fôrmas e escoramentos servem para proteger o concreto fresco até que o mesmo, adquira a resistência suficiente para se sustentar, contra impactos, alterações de temperatura e, especialmente, da diminuição da perda da água por evaporação, essencial para a sua hidratação. (NAZAR, 2007)

Nas construções de edifícios habitacionais e comerciais de múltiplos andares os custos das fôrmas e escoramentos podem variar de 25% até 30%. Portanto, otimizar a fôrma e o escoramento facilita a execução, garantindo uma melhor qualidade e minimizando custos e desperdícios do empreendimento (NAZAR, 2007). Além disso, Batista (2017), corrobora indicando que a estrutura de uma edificação pode chegar a 50% do total da obra, e que o sistema de fôrmas e escoramentos chega a 20% do custo da estrutura, assim pode-se deduzir que o sistema de fôrmas e escoramentos chega a aproximadamente 10% do custo global de uma edificação. Essa magnitude de valores mostra que o sistema é muito importante na composição dos custos finais da obra.

Atualmente há uma grande demanda no mercado brasileiro para o uso de lajes treliçadas para se evitar ou diminuir o custo da fôrma em obra e, assim, reduzir o custo geral da edificação, principalmente, em obras de pequeno e médio porte.

Dessa maneira, com a utilização de lajes treliçadas o escoramento se torna bem simples, sendo que, o sistema se reduz basicamente a escoras verticais, longarinas ou guias de apoio para receber diretamente as lajes. Na figura 1 podem ser vistas lajes treliçadas suportadas por longarinas e escoras de metal e eucalipto, formando o apoio da laje.



Figura 1 - Laje treliçada apoiada por escoras e longarinas

Fonte: FARIA, 2006

A vantagem desses sistemas de escoramentos é que além de serem baratos, e não usarem fôrmas para laje, podem ser reaproveitados várias vezes, otimizando-se os custos nessa etapa da construção. Nota-se que é possível se adaptar tanto escoras metálicas quanto longarinas metálicas nesse modelo, ou seja, aproveitando-se o que houver disponibilidade no momento da execução da laje.

Os escoramentos integralmente de madeira ou escoras metálicas, são muito utilizados no Brasil, por necessitarem de mão-de-obra de baixa complexidade, ou seja, não necessitam de equipamentos para o içamento das peças, além da grande oferta e disponibilidade do material para locação no mercado. (RIVEIRA; BATISTA, 2017).

A estrutura de escoramento é provisória e deve resistir e transmitir às suas bases de apoio e todas as ações provenientes, sendo elas, as cargas permanentes e variáveis resultantes do lançamento do concreto fresco. Essa estrutura de escoramento deve suportar essas cargas até que o concreto se torne autoportante.

2 | COMPOSIÇÃO DAS VIGAS TRELIÇADAS

Segundo Batista (2017), os sistemas estruturais formados por lajes pré-moldadas requerem pouco escoramento e os fornecedores desse tipo de material não dispõem de dados experimentais ou teóricos. A ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) por meio da NBR 15696/2009, que abrange a estrutura de escoramento de maneira geral, não especifica escoramentos para lajes pré-moldadas e sim para o concreto fresco, e, por outro lado há uma lacuna quanto aos espaçamentos adequados para serem utilizados.

Alguns fabricantes definem que os espaçamentos entre escoras e entre os apoios das escoras sejam de aproximadamente 1,20m. Porém, não há justificativa técnica para tal valor a não ser a experiência prática de profissionais que gerenciam obras.

As lajes treliçadas resultaram de estudos e ensaios de lajes pré-moldadas do tipo nervurada, em que foram acrescentadas algumas barras de aço, formando um trilho treliçado, que juntamente com o concreto geram um elemento estrutural, e assim, podendo vencer vãos maiores, eliminando vigas, além de gerar ganho no tempo de execução e alívio de escoras.

Segundo Riveira e Batista (2017), as treliças espaciais são compostas por aço CA60 com barras eletrossoldadas sendo que, em geral, amarra-se os nós a cada 20cm horizontalmente um do outro e, para a armadura principal pode acrescentar-se armadura adicional conforme necessidade do projeto. Além disso, possui uma capa de concreto na base treliça servindo como fôrma e apoio das lajotas cerâmicas ou de isopor.

A altura da laje depende do vão e do carregamento empregado. Por meio da norma NBR 14862 (ABNT,2012) que rege a fabricação das treliças espaciais para confecção das lajes treliçadas, define-se a nomenclatura TR como treliça, a seguir sua altura, e posteriormente, o diâmetro dos ferros em aço utilizados na sua composição. Tomando-se como exemplo o modelo TR8644, significa treliça com “H” igual a 8cm de altura, ferro superior de 6mm com diagonais de 4,2mm e ferros inferiores de 4,2mm. Na figura 2 pode-se ver uma viga treliçada com as especificações citadas anteriormente.

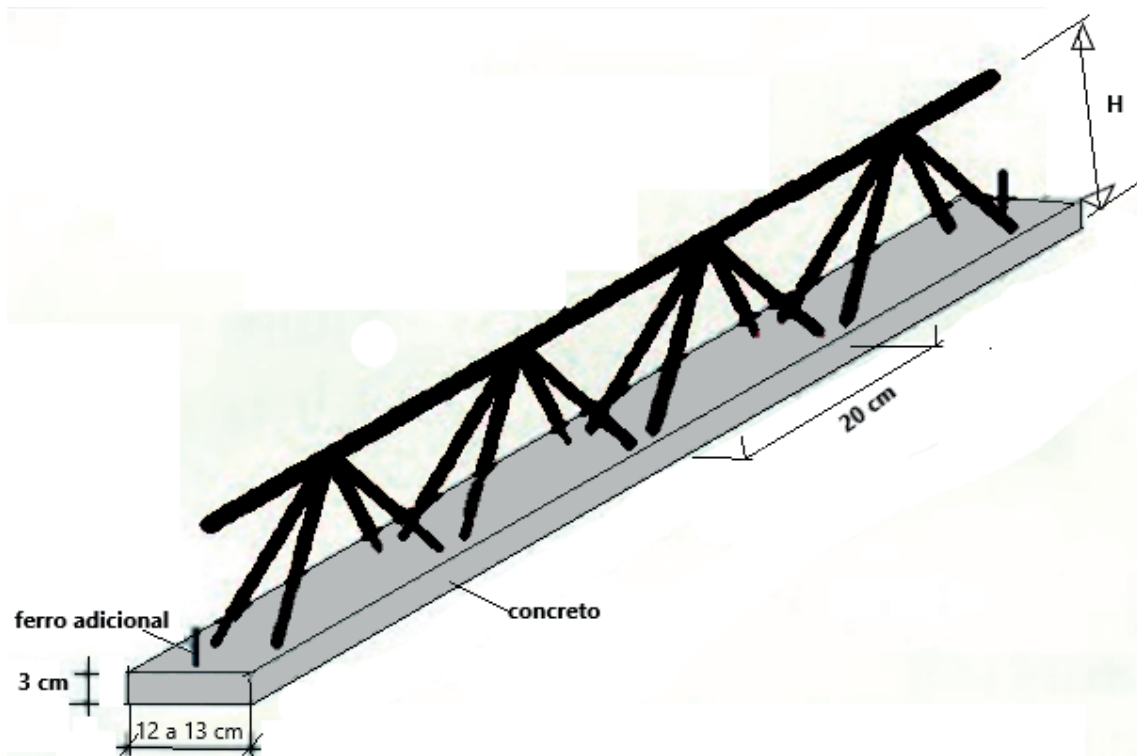


Figura 2 – Características gerais de uma viga treliçada

Admitindo a treliça TR8644 descrita anteriormente, como sendo aquela que tem a menor altura, portanto, a mais crítica para o dimensionamento de escoramento, temos o menor momento de inércia. Ainda, se desprezarmos a capa de concreto da parte inferior da treliça, por se tratar de tração quando a carga estiver em ação para se transmitir ao escoramento, pode-se desprezar a resistência do concreto à tração de acordo com o método dos estados limites. Logo a seção transversal para dimensionamento teórico a ser considerado da treliça espacial é constituída somente pelos ferros dos banzos da treliça mostrados na figura 3.

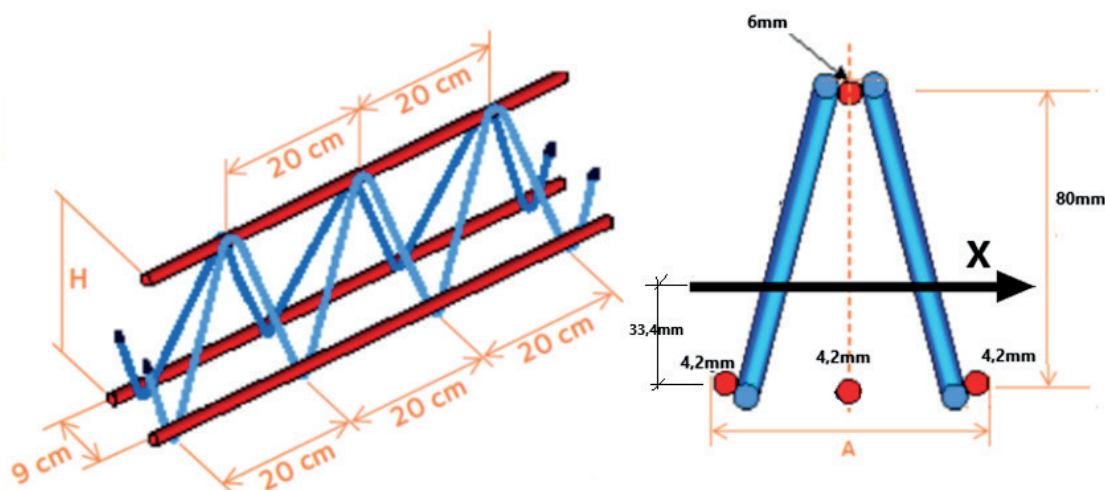


Figura 3 - Seção transversal da viga treliçada

Fonte: Adaptado de Manual Técnico das Lajes Treliçadas, (ARCELORMITTAL, 2010)

Considerando-se a resistência dos materiais e a seção denotada na figura 3, têm-se o momento de inércia de $I_x = 11,59\text{cm}^4$, admitindo-se que o módulo de elasticidade do aço da treliça é de 210GPa, obtém-se assim que a rigidez de uma viga treliçada vale $EI = 24,34\text{kN.m}^2$. Rivera e Batista (2017) encontraram valores similares, ou seja, $EI = 25,5\text{kN.m}^2$ por processos experimentais.

3 | ENSAIOS

A fim de se verificar os resultados experimentalmente, optou-se por ensaiar vigas com as características apresentadas na figura 3, e assim confrontar os resultados numéricos para se ter a garantia de que os espaçamentos dos apoios dos escoramentos estão adequados, e se os mesmos correspondem a aqueles adotados na prática em obras.

Para simular os carregamentos da viga a ser ensaiada foi considerado o esquema estático mostrado na figura 4.

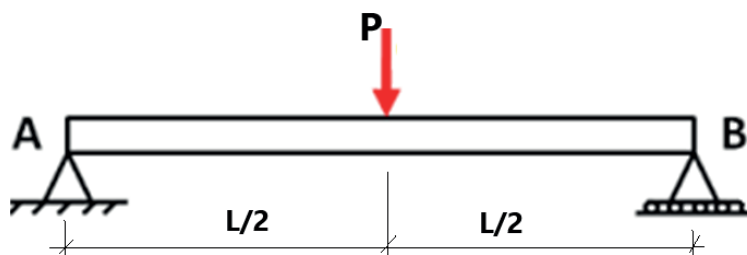


Figura 4 - Esquema estático considerado da viga treliçada

Conforme o esquema estático apresentado para o ensaio, considerou-se vigas do modelo TR8644, com vão total de 300cm, carga aplicada centralizadamente a 150cm de cada um dos lados. Na figura 5 pode-se ver a viga sendo preparada para ensaio com a aplicação da carga, e as medidas de deslocamentos aferidas por relógio comparador com precisão de centésimos de milímetros.



Figura 5 – Viga sendo preparada para ensaio

No momento da aplicação da carga de baixo para cima como mostra a figura 5, foi medido o deslocamento vertical no meio do vão da treliça com um relógio comparador, no mesmo momento foi acompanhado o valor da carga aplicada, sendo esse procedimento realizado com 3 vigotas treliçadas. Foi rompida uma viga testemunho para ter conhecimento da carga de ruptura da peça, de modo que, o relógio comparador foi retirado quando a carga atingia aproximadamente 70% da carga de ruptura, sendo essa medida empregada por precaução e para não danificar os equipamentos de medição.

Considerou-se nos ensaios a cargas somente a partir do momento que houve deslocamentos, sendo que, cargas anteriores foram consideradas cargas de acomodação.

A média dos resultados encontrados podem ser vistos no gráfico da figura 6, e a carga de ruptura média final das vigas treliçadas foi de 1kN, perfazendo um momento último de aproximadamente $M_u = 0,75\text{kN.m}$, em um vão de 300cm para cada vigota. Observou-se nos experimentos que as vigotas sempre entram em ruína por instabilidade da treliça espacial.

Dividindo-se o momento último por um coeficiente de segurança de 1,4 pode-se considerar que o momento de cálculo “ M_d ” da vigota varia em torno do valor $M_d = 0,54\text{kN.m}$:

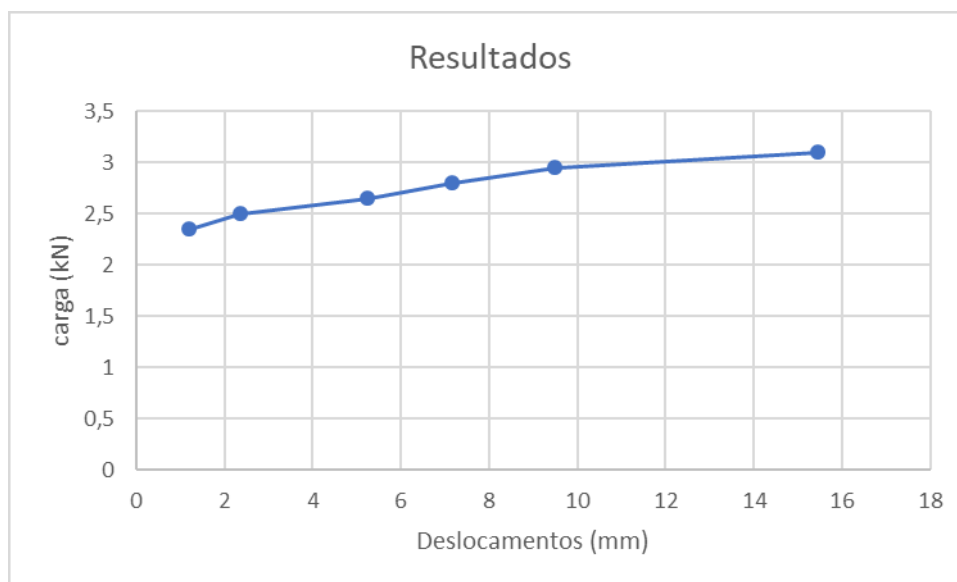


Figura 6 - Relação carga deslocamento

Considerando-se a flecha máxima no meio da viga, permite-se escrever que a rigidez EI da viga treliçada, a partir dos resultados do ensaio, vale:

$$EI = \frac{PL^3}{48.v} \quad (1)$$

Através dos resultados do diagrama “carga x deslocamento” das três vigas mostrados na figura 6 e equação (1), permitiu-se calcular a rigidez média (EI), observando-se que há certa linearidade dos resultados encontrados, e que a rigidez transversal da viga treliçada é de **29,6kN.m²**. Desse modo, este valor é próximo daquele encontrado pela literatura para resultados experimentais que varia em torno de 25,5kN.m² (RIVEIRA; BATISTA, 2017) e (FORTE et al., 2000).

4 | ESPAÇAMENTOS DAS ESCORAS

A partir dos resultados encontrados é possível calcular os espaçamentos das escoras, considerando-se que a carga da laje que é transmitida à viga sempre será uma carga uniforme ao longo da viga treliçada. A figura 7 apresenta uma laje pré-moldada sendo concretada onde se verifica tal uniformidade de carregamentos.



Figura 7 - Concretagem de laje com carga uniformemente distribuída

Considerando-se a flecha máxima sendo igual a $L/500$, definido pela ABNT por meio da NBR 15696 (2009), e comparando-se com o que é definido pela teoria da elasticidade, permite-se escrever a equação (2) envolvendo o vão máximo entre guias de apoio das escoras.

$$\frac{L}{500} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} \quad (2)$$

Isolando o parâmetro L que corresponde ao vão máximo para determinação das linhas de escoras, define-se a equação (3).

$$L^3 = \frac{0,154EI}{q} \quad (3)$$

Em que “ EI ” é a rigidez experimental da viga treliçada encontrada nos ensaios, e a carga “ q ” é o carregamento da laje sobre a viga treliçada.

Já no caso das tensões, pode-se considerar a viga treliçada simplesmente apoiada como caso mais desfavorável, e assim, considerando carga uniformemente distribuída obtém-se a equação (4).

$$L^2 = \frac{8 \cdot Md}{q} \quad (4)$$

Na figura 8 pode-se verificar o vão preterido, sendo que, o vão entre escoras deve ser calculado em função da rigidez da viga de apoio.



Figura 8 - Distância entre guias de apoio

Dessa maneira o vão entre apoios será o menor valor dentre os dois valores propostos.

Como exemplo de cálculo pode-se admitir que ao se ter uma laje pré-moldada cujas cargas finais médias sejam de 4kN/m^2 , e a distância entre vigas treliçadas seja de 40cm entre elas, a carga na viga seria de $q = 1,6\text{kN/m}$ e a rigidez experimental $EI = 29,6\text{kN.m}^2$.

A partir da equação (3) obtém-se que $L_{\text{max}} = 1,42\text{m}$. Contudo, se considerar a equação (4), sabendo-se que o momento de cálculo da viga treliçada é de $M_d = 0,54\text{kN.m}$, encontra-se neste caso que o vão máximo é de $L_{\text{max}} = 1,64\text{m}$. Portanto conclui-se que cada linha de escora deve estar a no máximo a cada 1,42m prevalecendo assim, o menor dos resultados.

5 | CONCLUSÃO

Deste trabalho pode-se concluir que:

- A obtenção da rigidez experimental pode ser adquirida por meio de experimentos de maneira simples em laboratório. Todavia, os valores encontrados em ensaios e em laboratório são próximos daqueles indicados pela teoria da elasticidade;
- Os experimentos mostraram que a ruína das vigas treliçadas ocorre por instabilidade da treliça espacial;
- As distâncias indicadas pelos fabricantes das lajes treliçadas gira em torno de um 1,20m e os valores encontrados experimentalmente levaram a espaçamentos de um 1,42m que pode ser considerado satisfatório. Todavia, na prática, os fabricantes podem chegar a um vão de até 1,40m.
- No dimensionamento dos espaçamentos do escoramento devem ser levados em conta tanto os deslocamentos quanto as tensões nas vigas treliçadas para se definir o espaçamento final.

REFERÊNCIAS

ARCELORMITTAL, **Manual técnico de lajes treliçadas**, Julho 2010, 42 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 14862:2012. **Armaduras treliçadas eletrossoldadas – Requisitos, Parte 1 Lajes Unidirecionais**. Rio de Janeiro; ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15696:2009. **Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos**. Rio de Janeiro; ABNT, 2009.

FARIA, R. Projeto: garantia de boa estrutura, **Téchne**, São Paulo, ed.115, nov. 2006. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/115/artigo286353-3.aspx>>. Acesso em: 29 maio 2019.

FORTE, F. C. et al. Estudo experimental do espaçamento de escoras em lajes pré-moldadas com nervuras tipo treliça. *In.*: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42. **Anais [...]**. Fortaleza: IBRACON, 2000.

NAZAR, M. **Fôrmas e escoramentos para edifícios**: critérios para dimensionamento e escolha do sistema. São Paulo: Pini, 2007.

RIVEIRA, I. V; BATISTA, A. M. Verificação experimental da rigidez de lajes treliçadas visando o dimensionamento do escoramento. *In.*: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 59. **Anais [...]**. Bento Gonçalves, RS: IBRACON, 2017.

EFEITOS DA TEMPERATURA NAS DEFORMAÇÕES POR FLUÊNCIA DO CONCRETO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de Submissão: 02/04/2020

Edmilson Lira Madureira

UFRN – Departamento de Engenharia Civil
Natal – Rio Grande do Norte Natal
<http://lattes.cnpq.br/0666185389012179>

Brenda Vieira Costa Fontes

Universidade de Brasília – Pós-Graduação em
Engenharia Civil
Brasília – Distrito Federal
<http://lattes.cnpq.br/1053025408326407>

Juliana Caroline Neves de Araújo

UFRN – Pós-Graduação em Engenharia Civil
Natal – Rio Grande do Norte Natal
<http://lattes.cnpq.br/3908115623446310>

RESUMO: Membros de concreto mantidos sob tensão apresentam contração progressiva com o tempo, associada à Fluência. Tais deformações podem evoluir por até cinco anos, embora na fase avançada desenvolvam-se mediante taxas menores. Em vigas de concreto armado, as deformações por fluência promovem o alívio de tensões de compressão na massa de concreto e o acréscimo de tensões nas barras de aço, podendo induzi-las ao escoamento. As formulações pioneiras

do efeito de fluência, desenvolvidas com base no conceito do coeficiente de fluência, são aplicáveis, sobretudo, quando as tensões se mantêm constantes. Sua aplicação a membros de concreto armado, que apresentam variações de tensões no decorrer da manifestação do fenômeno estudado, requer simplificações das quais resultam os modelos de memória, que têm a desvantagem de exigir o armazenamento do histórico de tensões. Os modelos de estado dispensam tal robustez de armazenamento, sendo desenvolvidos a partir de modificação do esquema de integração. O objetivo deste trabalho é a simulação numérica do desempenho mecânico de vigas de concreto armado, em face das deformações por fluência, realizada com base em modelo de estado com os valores dos parâmetros pertinentes fixados conforme recomendações da NBR 6118/2014, atentando-se, sobretudo, para o efeito da temperatura. Os resultados obtidos mostram que a temperatura acelera o processo deformacional associado à Fluência, antecipando o patamar final das tensões nas barras da armadura.

PALAVRA-CHAVE: Fluência; Concreto Armado; Vigas; Simulação

ABSTRACT: A concrete member, kept under sustained loading, presents progressive

contraction over time, associated to creep. Such kind of deformations can develop for a period longer than five years, although in your advanced stage, evolve under smallest rates. In reinforced concrete Beams, the creep strains cause the mass of concrete compressive stresses decrease and reinforcement steel bars stresses increase and may induce these later to yielding. The pioneering formulations describing the phenomenon, developed on the base of creep coefficient concept are applicable, especially, when the magnitude of the stresses remains constant. Its application to reinforced concrete members, which exhibits change in the stress magnitude over manifestation course of the studied phenomenon, requires simplifications of which result the memory models, which have the disadvantage of requiring the storage of the stress history. The state models provide such robustness of storage, that's why, they are developed from the integrating scheme changing. The aim of this work is the numerical simulation of the mechanical performance of reinforced concrete beams considering the creep, carried out on the base of a state model, fixing the values of its relevant parameters from NBR 6118/2014 proceedings, paying attention, over all, to the temperature effects. The obtained results show that the temperature accelerates the deformational process associated to creep anticipating the asymptotic level of the stresses in the reinforcement steel bars.

KEYWORDS: Creep; Reinforced Concrete; Beams; Simulation.

1 | INTRODUÇÃO

As tensões na massa sólida de concreto solicitando-as, permanentemente, promovem deformações progressivas, adicionais àqueles referentes à resposta imediata ao carregamento, caracterizando o fenômeno conhecido por fluência.

Tais deformações estão associadas, sobretudo, ao comportamento da camada de água adsorvida à superfície dos grãos de cimento no concreto endurecido, de natureza, essencialmente, viscosa, frente às tensões de serviço.

Seus efeitos são mais acentuados, nos primeiros anos da vida útil da estrutura, quando as deformações associadas apresentam taxas mais elevadas, podendo delongar-se até suas fases mais avançadas quando evoluem mediante taxas discretas.

As deformações por Fluência podem assumir magnitude de até três vezes a deformação imediata ao carregamento resultando deslocamentos estruturais de similar grandeza.

Dentre os fatores que interferem no material influenciando a deformação lenta tem-se a umidade ambiental, a temperatura, a consistência do concreto fresco e a resistência do concreto endurecido. A proporção dos agregados graúdos, a taxa de armadura, e as dimensões do elemento estrutural, por sua vez, afetam a deformação global do sólido.

As deformações por fluência modificam os campos de tensões e a configuração de equilíbrio em membros estruturais de concreto armado, de modo que, sua desconsideração,

constitui fonte de dissonância entre o projeto estrutural e a realidade.

Em vigas, tais deformações promovem a redução das tensões na massa de concreto e sua elevação nas barras de aço, podendo induzir estas últimas ao escoamento.

As formulações pioneiras para a modelagem da deformação lenta baseiam-se no conceito do coeficiente de fluência. São aplicáveis a elementos para os quais as tensões solicitantes mantêm-se constantes. Dos artifícios voltados para a sua adequação a elementos que apresentam variações de tensões no decorrer do fenômeno resultam os modelos de memória que exigem o armazenamento do histórico de tensões, e, portanto, volume de armazenamento excessivo, a ponto de inviabilizá-lo.

Com vistas a racionalizar a utilização de espaço de memória de armazenamento, foram desenvolvidos, a partir da modificação do esquema de integração, os modelos de estado, que preveem em sua pauta algorítmica, exclusivamente, a consideração dos valores das tensões referentes ao instante de tempo anterior ao considerado.

O objetivo deste trabalho é a análise do desempenho de Vigas de concreto face às deformações por fluência, em estado plano de tensões, com base na aproximação por elementos finitos sobre um modelo de estado, com os parâmetros da NBR 6118/2014, atentando-se, sobretudo, para o efeito da temperatura.

2 | FORMULAÇÃO

A simulação numérica foi realizada segundo procedimento iterativo incremental e aproximação por elementos finitos. A modelagem matemática adotada pautou-se na formulação ortotrópica não-linear, KWAK e FILIPPOU (1990), segundo a qual os elementos da matriz constitutiva a utilizar são definidos com base em equações semelhantes àquelas empregadas em solitação uniaxial, tomando-se, porém, como referência, as deformações equivalentes, definidas matematicamente conforme a equação 1.

$$\varepsilon_{ei} = \varepsilon_i + D_{ij} \varepsilon_j / D_{ii} \quad (1)$$

Os índices “i” e “j”, i, j = 1, 2, referem-se às direções principais. Os parâmetros “D_{ij}” representam os elementos das matrizes constitutivas. Para o concreto em compressão adotaram-se as relações constitutivas de HOGNESTAD (1951):

$$\sigma_j = \frac{2 \cdot \sigma_{ip}}{\varepsilon_{ip}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{ei}}{2 \cdot \varepsilon_{ip}} \right) \cdot \varepsilon_{ei} \quad \text{para } \varepsilon_{ip} < \varepsilon_{ei} < 0; \text{ e} \quad (2)$$

$$\sigma_j = \sigma_{ip} \left(1 - \frac{3}{20} \frac{\varepsilon_{ei} - \varepsilon_{ip}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{ip}} \right) \quad \text{para } \varepsilon_{cu} < \varepsilon_{ei} < \varepsilon_{ip}.$$

onde “ ϵ_{ip} ” e “ σ_{ip} ” representam a deformação e a tensão de pico do concreto, segundo cada direção principal “i”, e, “ ϵ_{cu} ” sua deformação limite de ruptura em compressão uniaxial.

Para os elementos em tração foi adotado modelo das fissuras distribuídas, cujas vantagens são permitir considerar-se a continuidade do campo de deslocamentos, e, dispensar modificações de caráter topológico na malha de elementos finitos, no decorrer de seus procedimentos de cálculo. Para deformações inferiores àquela correspondente à sua resistência à tração uniaxial, o concreto é considerado linear elástico, e, para deformações superiores, é plástico com amolecimento. A deformação última em tração, “ ϵ_o ”, é dada segundo KWAK e FILIPPOU (1990), mediante:

$$\epsilon_o = \frac{2.G_f \cdot \ln(3/b)}{f_t \cdot (3-b)} \quad (3)$$

O parâmetro “b” representa a dimensão, em polegadas, do elemento finito. “ f_t ” e “ G_f ” representam, respectivamente, a resistência à tração uniaxial e a energia de fraturamento do concreto por unidade de área, este último definido conforme os critérios preconizados pelo código **CEB-FIP Model Code 1990**. Adotou-se para o concreto o módulo de deformação reduzido, dado, segundo a **NBR 6118/2014**, a partir de:

$$E_{CS} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (MPa) \quad (4)$$

As tensões limite no concreto são definidas conforme a envoltória de KUPFER e GERSTLE (1973):

$$\beta_1 + \beta_2)^2 - \beta_2 - 3.65\beta_1 = 0 \quad (5)$$

onde $\beta_1 = \sigma_1/f'_c$, $\beta_2 = \sigma_2/f'_c$. “ σ_1 ” e “ σ_2 ” são as tensões principais com $0 > \sigma_1 > \sigma_2$. “ f'_c ” é a resistência à compressão uniaxial do concreto.

As deformações de pico em compressão biaxial são obtidas conforme as expressões:

$$\epsilon_{2p} = \epsilon_{co}(3\beta_2 - 2) \text{ e } \epsilon_{1p} = \epsilon_{co}(-1.6\beta_1^3 + 2.25\beta_1^2 + 0.35\beta_1) \quad (6)$$

onde $\beta_1 = \frac{\sigma_{1p}}{f_c}$, $\beta_2 = \frac{\sigma_{2p}}{f_c}$ e “ ϵ_{co} ” é a deformação correspondente à tensão de compressão de pico para estado uniaxial de tensões.

Para a modelagem do concreto solicitado em estado plano de tensões, é utilizada a relação constitutiva incremental de DESAI e SIRIWARDANCE (1972), escrita mediante:

$$\begin{vmatrix} d\sigma_{11} \\ d\sigma_{22} \\ d\tau_{12} \end{vmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{vmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2)G \end{vmatrix} \begin{vmatrix} d\epsilon_{11} \\ d\epsilon_{22} \\ d\gamma_{12} \end{vmatrix} \quad (7)$$

onde os “ E_i ’s” são os módulos de deformação referentes a cada uma das direções principais. A rigidez transversal é expressa segundo a correlação:

$$(1 - \nu^2)G = 0.25(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 \cdot E_2}) \quad (8)$$

O comportamento do aço é considerado elástico perfeitamente plástico.

Na análise em pauta foram adotados elementos finitos isoparamétricos de aproximação quadrática. A região da massa de concreto foi discretizada a partir de elementos planos quadriláteros **Q8** e as barras de aço mediante elementos lineares **L3**.

As deformações por fluência foram simuladas a partir do **modelo de estado** proposto por KAWANO e WARNER (1996) sendo dadas por:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{cv}(t) \quad (9)$$

onde

$$\varepsilon_{cd}(t) = -\frac{1}{E_o} \int_0^t \frac{d\phi_d(t, \tau)}{d\tau} \sigma(\tau) d\tau \quad \text{e} \quad \varepsilon_{cv}(t) = -\frac{1}{E_o} \int_0^t \frac{d\phi_v(t, \tau)}{d\tau} \sigma(\tau) d\tau \quad (10)$$

são as parcelas de endurecimento e de efeito viscoelástico, respectivamente. As funções $\phi_d(t, \tau)$ e $\phi_v(t, \tau)$ representam os coeficientes de fluência correspondentes. Em suas versões incrementais as equações 10 apresentam-se conforme as equações 11 e 12.

$$\Delta\varepsilon_{cd}(t_n) = \frac{1}{E_o} \sigma(t_{n-1}) \cdot [\phi_d(t_n, t_o) - \phi_d(t_{n-1}, t_o)] \quad (11)$$

$$\Delta\varepsilon_{cv}(t_n) = \left[\frac{\phi_v^*}{E_o} \sigma(t_{n-1}) - \varepsilon_{cv}(t_{n-1}) \right] \cdot [1 - e^{-\Delta t_n / T_v}] \quad (12)$$

com:

$$\phi_d(t, t_o) = \frac{(t - t_o)^{0.6}}{10 + (t - t_o)^{0.6}} \cdot \phi_d^* \quad \text{e} \quad \phi_v(t_n, t_j) = [1 - e^{-(t_n - t_j) / T_v}] \cdot \phi_v^* \quad (13)$$

Sendo " ϕ_d " e " ϕ_v " os coeficientes de fluência finais. " T_v " é o tempo de retardamento. Em cada instante " t_n " as deformações por fluência serão dadas por:

$$\varepsilon_c(t_n) = \varepsilon_c(t_{n-1}) + \Delta\varepsilon_c(t_n) \quad (14)$$

Com

$$\Delta\varepsilon_c(t_n) = \Delta\varepsilon_{cd}(t_n) + \Delta\varepsilon_{cv}(t_n) \quad (15)$$

O efeito da temperatura foi modelado a partir do procedimento da NBR 6118/2014, segundo o qual a idade do concreto em cada data de observação deve ser ajustada resultando a idade fictícia dada mediante:

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef, i} \quad (16)$$

Onde “ α ” é um coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; T_i é a temperatura média diária do ambiente em graus Celsius; $\Delta t_{ef,i}$ é o período durante o qual a temperatura média diária do ambiente T_i pode ser admitida constante.

Para os efeitos deste trabalho admite-se que as tensões manter-se-ão constantes no decorrer de cada intervalo de tempo de modo que a sua variação a nível global, ao longo de todo o período de observação do fenômeno é expressa por uma função do tipo degrau.

3 | SUPORTE COMPUTACIONAL

Os resultados voltados ao cumprimento dos objetivos deste trabalho foram obtidos através do “software” Análise Constitutiva Não-Linear – ACNL, desenvolvido por Madureira (2007). O programa foi estruturado segundo procedimento iterativo incremental e aproximação por Elementos Finitos, sobre uma Formulação Ortotrópica não Linear. Abrange em sua pauta algorítmica a formulação dos elementos descritos no item 2. As imagens referentes aos campos de deslocamentos foram geradas a partir do aplicativo NLPOS elaborado por PITANGUEIRA e PARENTE JR (1997) enquanto aquelas correspondentes aos campos de tensões foram produzidas a partir do aplicativo PROJECT1 desenvolvido por MADUREIRA e SILVA (2013).

4 | VALIDAÇÃO DO PROGRAMA

Os resultados do programa foram comparados com aqueles obtidos em algoritmo elaborado por MADUREIRA et al (2011), com base nos postulados da Resistência dos Materiais, figura 1, constatando-se boa concordância.

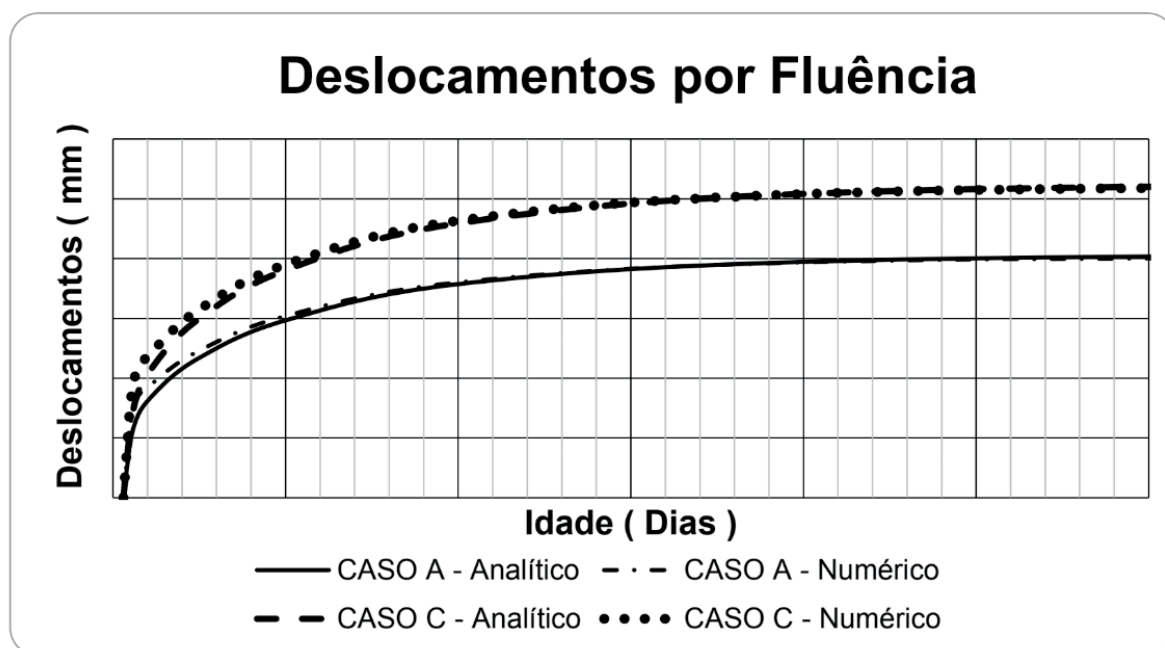


Figura 1 – Curvas dos deslocamentos por fluência com o tempo

5 | MODELOS ANALISADOS

Os modelos objeto de análise são vigas bi apoiadas manufaturadas em concreto **C 30**, armado mediante barras longitudinais de aço **CA 50** com as dimensões e a distribuição das armaduras apresentadas na Figura 2.

A análise foi realizada sobre dez casos diferenciados entre si pelo teor de umidade e pela temperatura, Tabela 1, considerando abatimento do Slump Test na faixa 5 a 9 cm, taxa de armadura de 0,36% e a intensidade do carregamento com magnitude tal a produzir tensões no concreto da ordem de 40% do seu f_{ck} , em atendimento às limitações em termos de tensões, própria do modelo de Fluência da NBR 6118/2014. Tais cargas são distribuídas uniformemente ao longo da extensão longitudinal do bordo superior da viga, Figura 2.

Dada a simetria do problema seu domínio no plano “xy” pôde ser definido conforme apresentado na Figura 2 que, uma vez discretizado adotando-se dimensão igual a 0,10 m para ambos os tipos de elemento, resultou em malha de elementos finitos com 180 elementos planos e 60 elementos unidimensionais.

Para fins da avaliação dos parâmetros pertinentes foram selecionados pontos de referência representativos no meio do vão da viga. Os estudos concernentes à evolução da tensão normal de compressão no concreto, e dos deslocamentos translacionais verticais, referem-se ao ponto das proximidades do bordo superior de coordenadas $x = 0,011$ m e $y = 0,589$ m, enquanto, para a tensão na armadura de aço tomou-se como referência o ponto das proximidades do bordo inferior de coordenadas $x = 0,011$ m e $y = 0,00$ m, Figura 2.

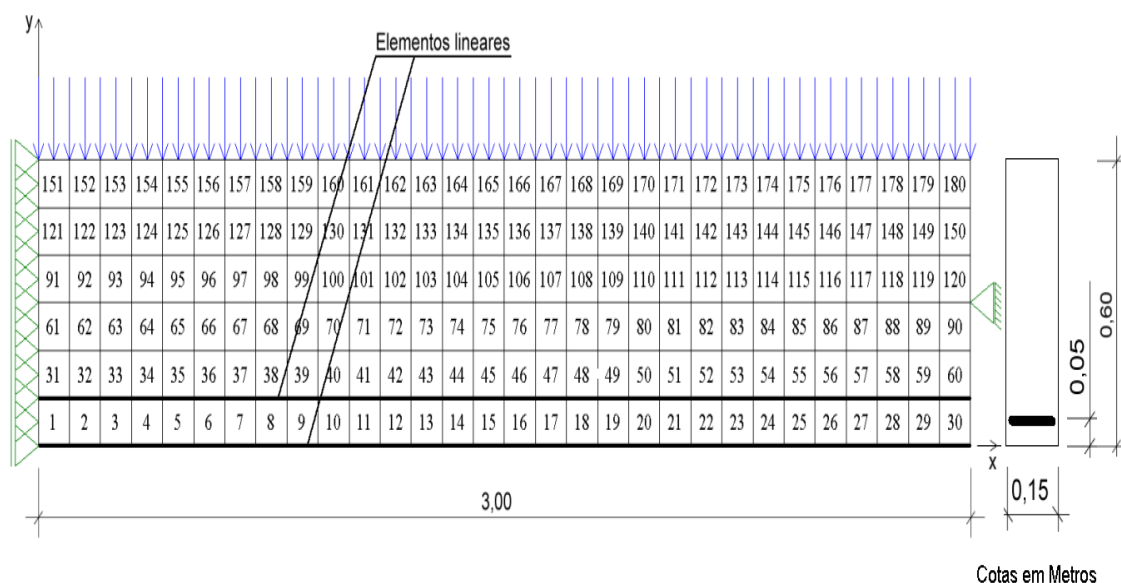


Figura 2 – Domínio do Problema e Malha de Elementos Finitos

Para o coeficiente “ α ” da equação 16 foi fixado valor igual a 1 referente a cimentos Portland de endurecimento lento. Para o tempo de retardamento foi adotado $T_v = 600$ dias,

e para coeficiente final de fluência de endurecimento $\phi_d^* = 2,0$. Os valores do coeficiente final de fluência associado aos efeitos viscoelásticos, “ ϕ_v^* ”, dependem da umidade de modo que é diferente caso a caso, e, por assim o ser, estão indicados na coluna 4 da Tabela 1. A data do carregamento foi fixada como sendo aos 30 dias contados a partir da data do lançamento do concreto.

Casos	Temperatura (°C)	Teor de Umidade (%)	ϕ_v^*
1	20	40	1,63
2	40	40	1,63
3	60	40	1,63
4	80	40	1,63
5	100	40	1,63
6	20	60	0,92
7	40	60	0,92
8	60	60	0,92
9	80	60	0,92
10	100	60	0,92

Tabela 1 – Casos estudados

As curvas do coeficiente de fluência com o tempo, referentes aos resultados obtidos mediante o modelo da NBR 6118/2014 e o modelo de estado empregado apresentam boa concordância, Figura 3, de modo que, os valores dos parâmetros do modelo de estado foram apropriadamente fixados.

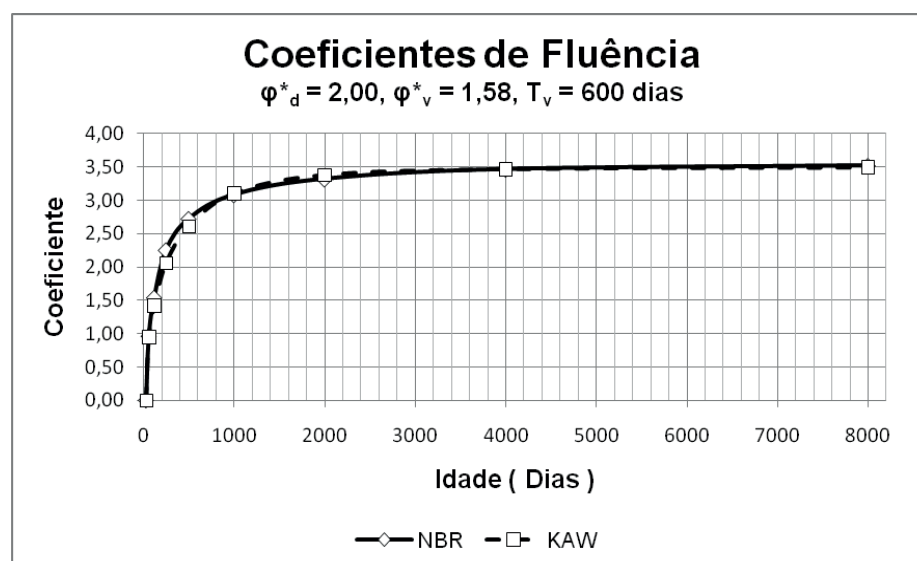


Figura 3 – Coeficiente de fluência com o tempo.

Além do mais, constata-se que, aos 2000 dias de idade do concreto, o processo deformacional associado à Fluência do material, já havia sido estabilizado, Figura 3, de

modo que tal idade foi considerada como limite extremo do prazo de estudo do fenômeno em destaque, adotando-se, para fins de análise, os instantes de observação nas idades do concreto aos 33, 40, 55, 90, 180, 380, 860 e 2000 dias.

6 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para todos os casos estudados, uma vez atingida a configuração de equilíbrio referente à carga solicitante, os campos de deslocamentos verticais e de tensões normais axiais assumiram os modos indicados nas Figuras 4 e 5, respectivamente. A magnitude do deslocamento vertical e a intensidade da tensão de compressão na massa de concreto, no ponto de referência, foram da ordem de 10 mm e 15 MPa, respectivamente, Tabela 2.

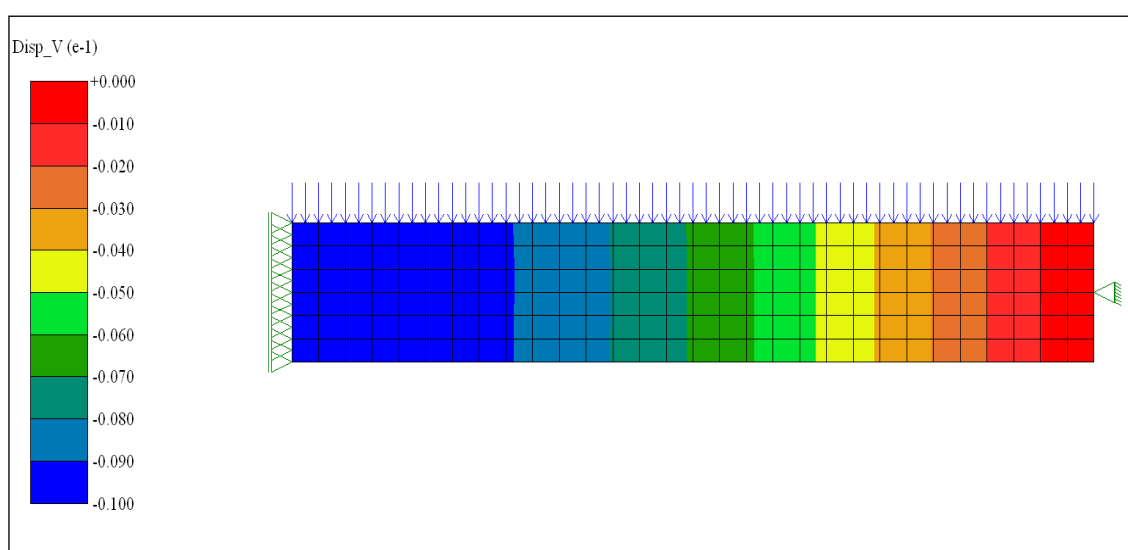


Figura 4 - Campo de deslocamentos verticais no instante do carregamento – Caso 1

O campo de tensões na massa de concreto na direção “x”, Figura 5, apresentou distribuição suave ressaltando-se, porém, a ocorrência de tênue perturbação na região da vizinhança dos apoios.

A partir dos resultados constata-se que o efeito de Fluência do concreto promoveu a evolução dos deslocamentos segundo as curvas da Figura 6, estabilizando-se, praticamente, à idade de 2000 dias. Observa-se que a temperatura não alterou a magnitude final dos deslocamentos por Fluência, apesar de seu efeito acelerador ter antecipado a ocorrência de tal patamar.

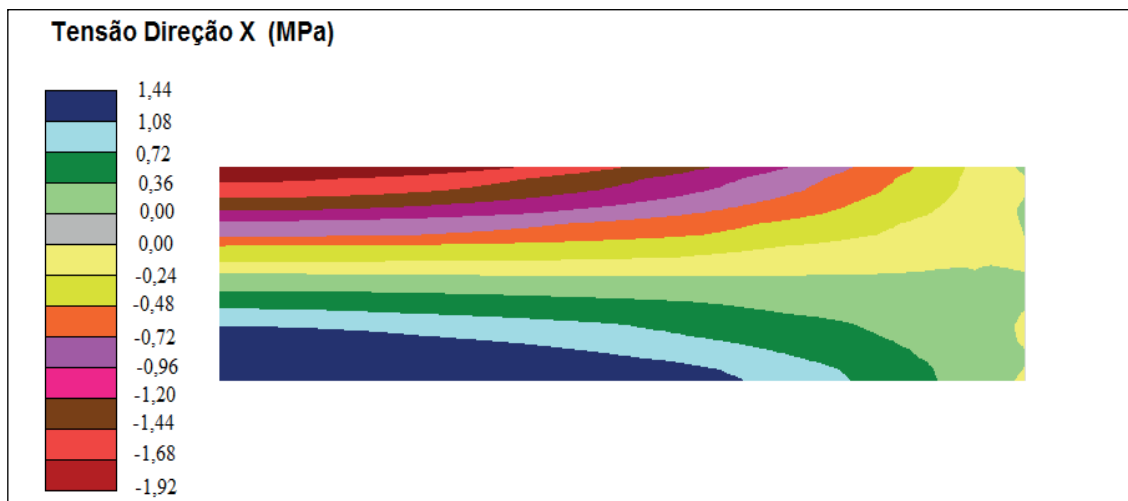


Figura 5 - Campo de tensões normais no instante imediato ao carregamento – Caso 1

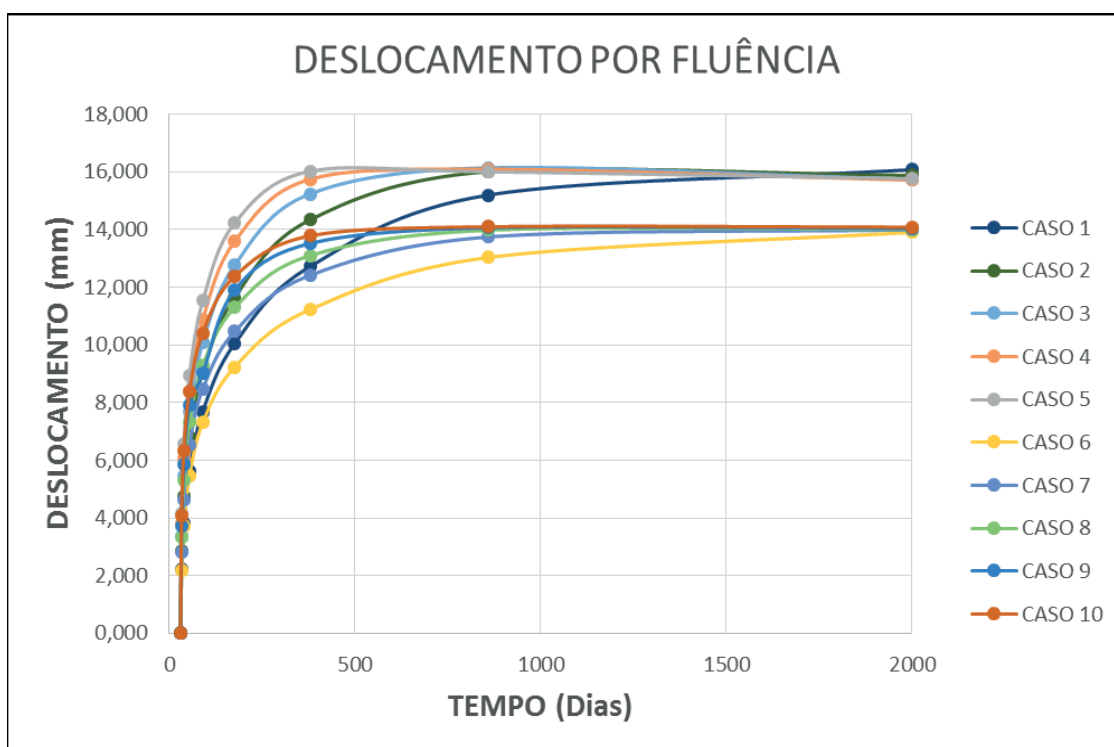


Figura 6 - Curvas de deslocamento por fluência

Para o caso 5, especialmente, referente ao menor teor de umidade e à maior temperatura, os campos de deslocamentos por fluência estabilizaram-se conforme distribuição indicada no campo da Figura 7. Para os demais casos resultaram campos de deslocamentos por fluência similares, diferenciados, porém, pelas respectivas magnitudes, Tabela 2.

O menor acréscimo de deslocamento foi da ordem de 14 mm, correspondendo a 1,4 vezes o deslocamento constatado no instante imediato ao carregamento, tendo sido assinalado para os casos de 6 a 10, Tabela 2, referentes ao maior teor de umidade. O maior deslocamento por fluência foi de 16 mm, que corresponde a 1,6 vezes o deslocamento constatado no instante imediato ao carregamento, Tabela 2, assinalado

para os casos de 1 a 5, referentes ao menor teor de umidade. Constata-se, portanto, que, no caso de vigas, as magnitudes dos deslocamentos por fluência quando comparadas com aquelas verificadas no instante imediato ao carregamento, são bem menores que aquelas reportadas por MADUREIRA e PAIVA (2015), atinentes a pilares parede. Tal resultado é explicado partindo-se do princípio de que as deformações por fluência são tanto maiores quanto maior a intensidade das tensões na massa do concreto, e, enquanto o pilar parede apresenta estado homogêneo de tensões com intensidade de 40% do f_{ck} do concreto, nas vigas tal magnitude varia em sua região comprimida desde este valor até zero, e, na região tracionada, que ocupa extensão mais expressiva da massa de concreto, a intensidade das tensões não chega a 15% do seu f_{ck} .

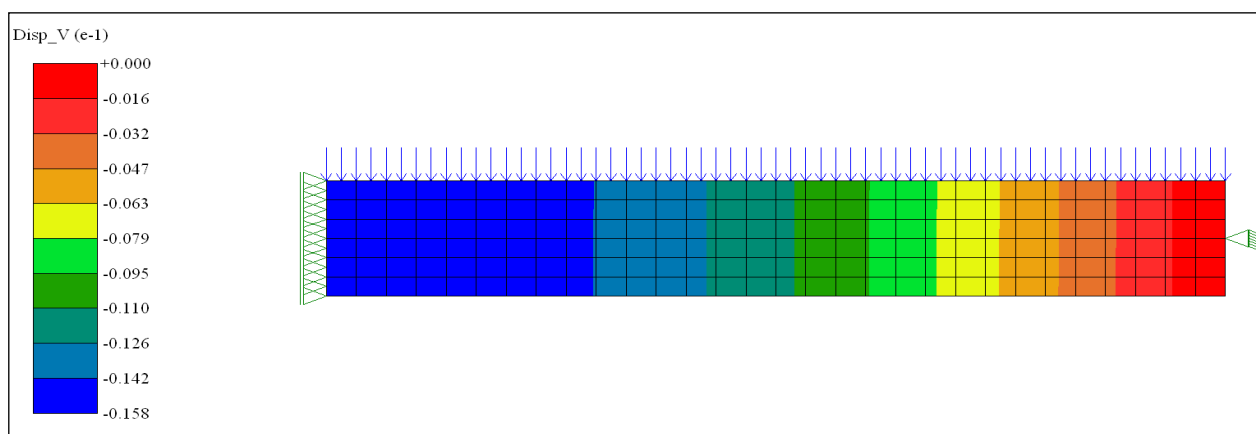


Figura 7 – Campo de deslocamentos longitudinais por fluência aos 2000 dias – Caso 5.

Devido às deformações por fluência, a massa de concreto experimentou alívio de tensões de compressão que, para o ponto de referência correlato, as intensidades evoluíram consoante as curvas da Figura 8. Para os casos de 1 a 5, referentes ao menor teor de umidade os campos de tensões estabilizaram-se conforme distribuição indicada no campo da Figura 9. Para os demais casos resultaram campos de tensões similares, diferenciados, porém, pelas magnitudes apresentadas, Tabela 2. Para os casos de menor teor de umidade, o alívio de tensões foi da ordem de 47% da tensão solicitante no instante imediato ao carregamento, Tabela 2. Para os de maior teor de umidade, tal alívio foi da ordem de 43%, Tabela 2.

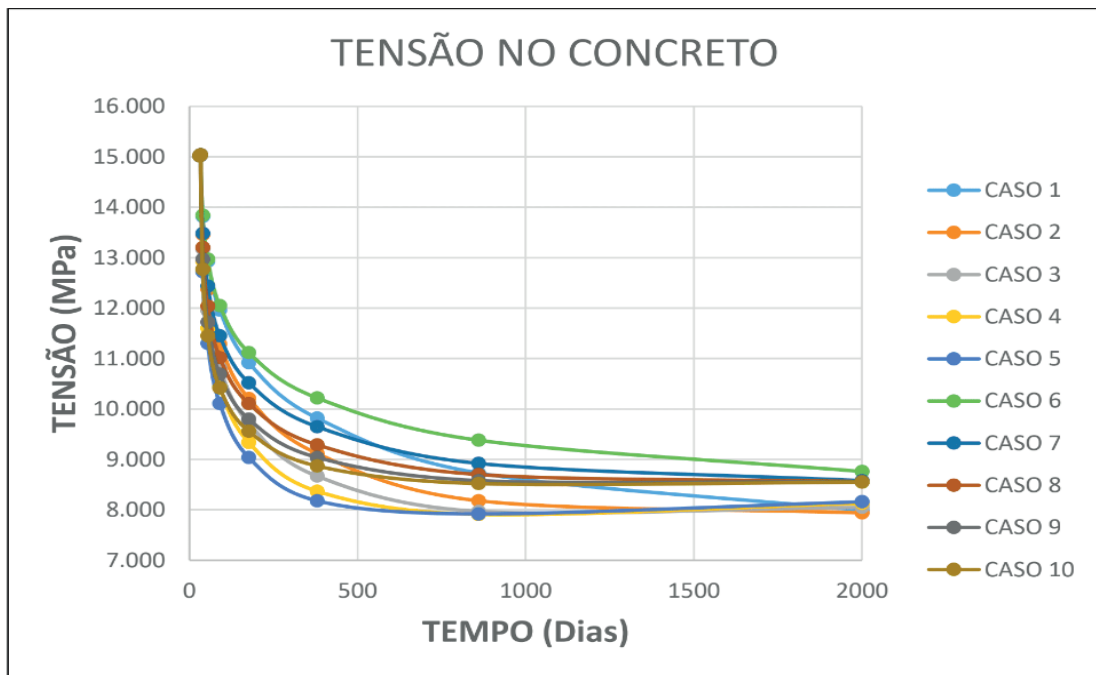


Figura 8 – Evolução das tensões no concreto

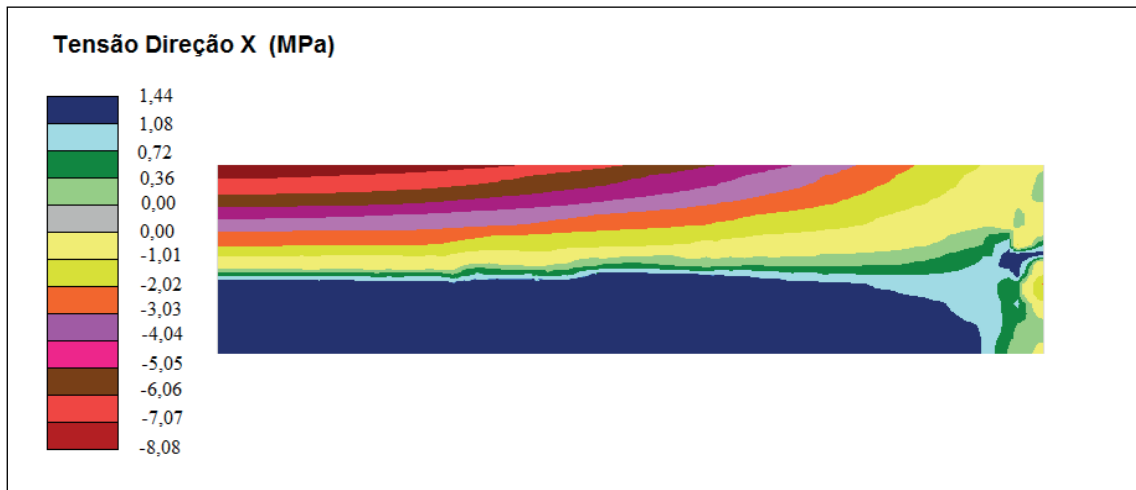


Figura 9 – Campo de tensões normais aos 2000 dias - Caso 3

As tensões nas barras de aço, por sua vez, apresentaram aumento de intensidade e evoluíram conforme as curvas da Figura 10. Para os casos de maior teor de umidade, o acréscimo de tensões foi da ordem de 93% da intensidade registrada no instante imediato ao carregamento, Tabela 2. Para os casos de menor teor de umidade, tal acréscimo foi de 104%. Observe-se que, apesar desse acréscimo vertiginoso das tensões, sua intensidade estabilizou-se em patamar inferior à tensão limite de escoamento característico do material que é de 500 MPa. Entretanto, para os casos 1 a 5, as intensidades de tensões atingiram o patamar de escoamento de projeto do aço, que é de 434 MPa, o que tecnicamente, conforme os critérios da NBR 6118/2014, indicaria probabilidade de ruína.

Examinando as curvas da figura 10 correspondentes aos casos de 1 a 5, que diferem entre si pelo nível térmico, constata-se que em todo o trecho da curva que antecede o patamar de tensões finais, na medida em que a temperatura é maior a tensão nas barras

da armadura de aço também é maior. Além do mais, quanto menor a temperatura tal patamar é atingido mais tardiamente. A mesma tendência pode ser reportada para os casos de 6 a 10. Esta constatação vem a corroborar o efeito da temperatura em acelerar o processo deformacional associado à Fluência do concreto.

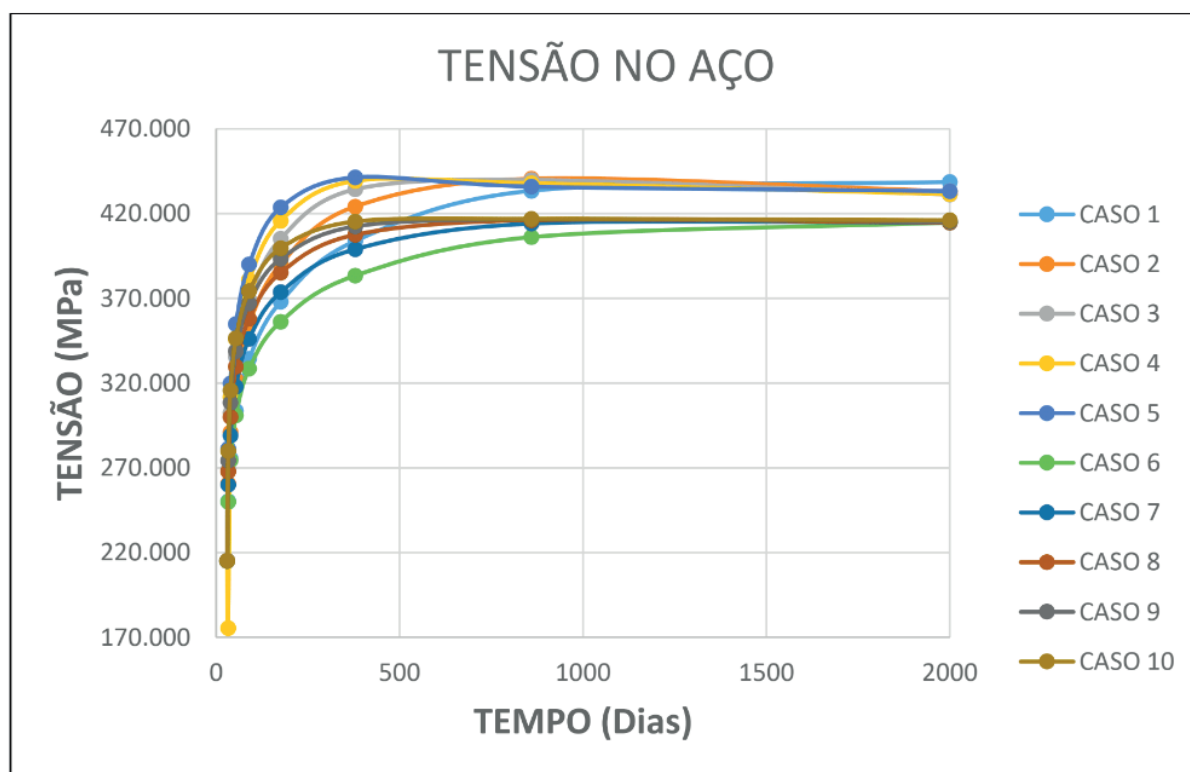


Figura 10 – Evolução das tensões na armadura.

Para explicar do balanceamento de tensões envolvendo a massa de concreto e as barras da armadura de aço acima reportada, entenda-se que, em decorrência da solicitação da viga mediante a carga “**q**”, Figura 11.a, o membro estrutural experimenta deformações de flexão, de modo que a seção S gira em torno do ponto **o**, no sentido horário, enquanto a seção S’ gira em torno do ponto **o’**, no sentido anti-horário, Figura 11.b. Em vista disso os pontos **n** e **n’** localizados na armadura nas proximidades do bordo inferior se afastam mutuamente, caracterizando a distensão do segmento **oo’**, e, portanto, a tração da armadura. Os pontos **m** e **m’**, por sua vez, localizados no bordo superior se aproximam mutuamente, caracterizando a contração do segmento **mm’** e, em consequência do desempenho global da viga, o elemento “**A**” empurrado pelo seu semelhante posicionado à sua esquerda, e o elemento “**C**” impulsionado pelo seu semelhante posicionado à sua direita, empurram o elemento “**B**”, que reage a tal ação, resultando em compressão nesses elementos, Figura 11.c. Como decorrência natural da baixa resistência à tração do concreto, para as cargas de intensidade nas faixas prescritas nesse trabalho, que, por sinal, assemelham-se em magnitude, às cargas de serviço em estruturas usuais de construção civil, a seção de concreto está no estágio II, Figura

11.a. Tal estágio é caracterizado pelo fato de a região comprimida da seção de concreto permanecer no regime linear elástico e sua região alongada já se encontrar fissurada e a massa de concreto passa a absorver apenas tensões de intensidade pouco significativa. Assim, o concreto contribui, praticamente, apenas com sua resistência à compressão sendo a tração absorvida pelas barras de aço da armadura da viga. Considerando-se que o Fenômeno de Fluência se manifesta, precípua e exclusivamente, em elementos mantidos mediante tensões, apenas a massa de concreto da região acima da linha neutra efetivamente experimenta as deformações por Fluência, de modo que, apenas o segmento “om” da seção “S” apresentaria rotação sob o efeito de tal fenômeno. Entretanto, em razão da continuidade mecânica da massa de concreto e da rigidez do conjunto o segmento “on” é forçado a girar em virtude das deformações da massa de concreto localizadas na região abaixo da linha neutra, induzidas pelas deformações da região localizadas acima dela. Em razão de sua aderência à massa de concreto que a envolve cada uma das barras da armadura é levada ao alongamento e, portanto, a receber acréscimo de tensões de tração. O elemento “B”, por sua vez, que se encontra comprimido horizontalmente é contraído segundo tal direção mediante o efeito da Fluência do concreto, puxando para si seus vizinhos imediatos que reagem contrariamente tendendo a tracioná-lo, e, como resultado, o bordo superior da viga experimenta alívio na intensidade das tensões solicitantes.

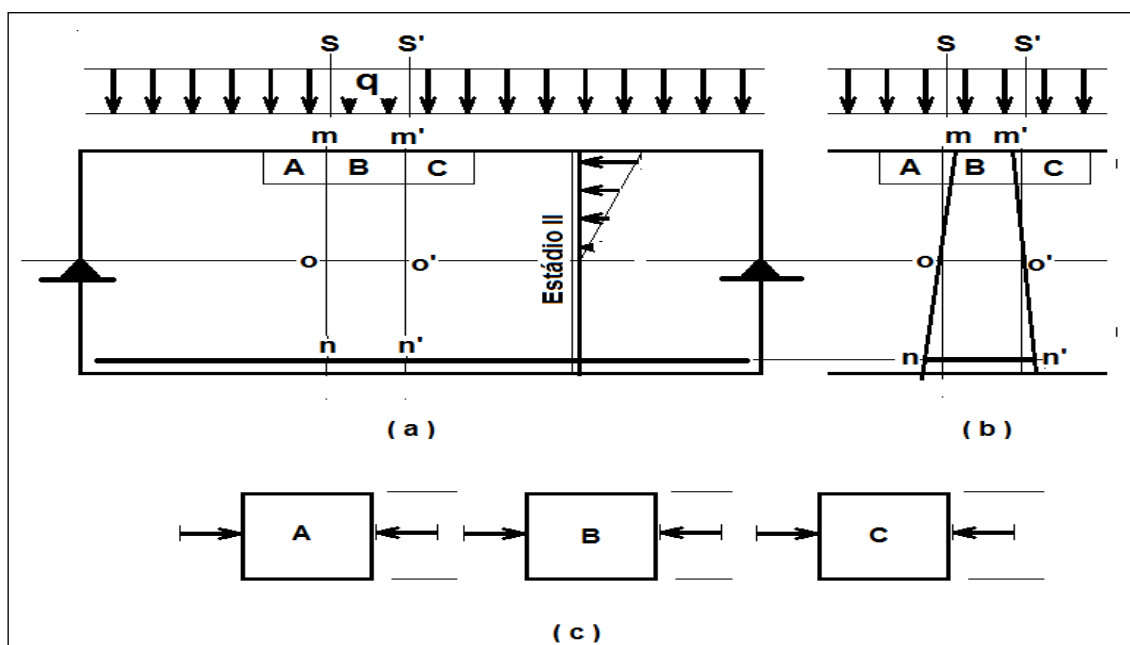


Figura 11 – Solicitação a viga de Concreto Armado.

	Deslocamento (mm)		Tensão(MPa)			
			concreto		armadura	
Caso	Imediato	Fluência (2000 dias)	Inicial	Fluência (2000 dias)	Inicial	Fluência (2000 dias)
1	10,0	16,1	15,0	8,0	215,1	438,6
2	10,0	16,0	15,0	8,2	215,1	440,5
3	10,0	16,1	15,0	8,0	215,1	439,8
4	10,0	16,1	15,0	7,9	215,1	437,9
5	10,0	16,0	15,0	8,2	215,1	441,3
6	10,0	13,9	15,0	8,8	215,1	414,7
7	10,0	14,0	15,0	8,6	215,1	414,7
8	10,0	14,0	15,0	8,6	215,1	414,7
9	10,0	14,1	15,0	8,6	215,1	416,7
10	10,0	14,1	15,0	8,5	215,1	416,9

Tabela 2 – Resultados gerais.

7 | CONCLUSÕES

Este trabalho se refere à análise do desempenho mecânico de vigas de concreto armado, em face das deformações por Fluência, com base em modelo de estado, a partir de uma formulação ortotrópica não linear e aproximação por elementos finitos, destacando-se a avaliação do efeito da temperatura.

Com vistas ao cumprimento de tal objetivo foram estudados alguns casos diferenciados entre si pela Temperatura e pelo Teor de Umidade.

A partir dos resultados obtidos constatou-se que, mediante as condições ambientais e considerando os parâmetros adotados para os casos analisados, as deformações por Fluência praticamente estabilizaram-se aos 2000 dias de idade do concreto à quais corresponderam deslocamento que atingiram até 1,6 vezes o deslocamento verificado no instante imediato ao carregamento.

Foi observado inclusive que, em virtude das deformações associadas ao fenômeno em destaque, ocorreu o alívio de tensões de compressão na massa de concreto, segundo padrões semelhantes àqueles reportados por MADUREIRA et al (2013), resultando para o caso de menor teor de umidade em tensão final cuja diferença em relação ao seu valor no instante imediato ao carregamento assumiu percentual de 47%.

Os resultados obtidos revelaram que, em decorrência das deformações por Fluência, as barras da armadura apresentaram acréscimo de tensões de modo que suas intensidades, embora tenham se estabilizado em patamar inferior ao limite de escoamento característico do aço, para os casos 1 a 5, de menor teor de umidade, atingiram o seu limite de escoamento de projeto indicando assim, conforme a NBR 6118/2014, situação de grande probabilidade de ruína do material.

A partir do exame dos resultados ficou evidente que, apesar de a temperatura não

alterar, significativamente, a magnitude final das deformações por Fluência, seu efeito se fez sentir na antecipação da ocorrência de tal patamar, além do que, em todo o curso de desenvolvimento do fenômeno, para temperaturas maiores resultaram deslocamentos por Fluência maiores.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118/2014**. Projeto de Estruturas de Concreto Armado – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London, Thomas Telford, 1993.
- DESAI, C.S. e SIRIWARDANCE, H.J. **Constitutive Laws for Engineering Material**. Prentice-Hall, New Jersey, 1972.
- HOGNESTAD, E.. **A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members**. *University of Illinois Bulletin*, 1951.
- KAWANO, A., E WARNER, R. F.. **Model Formulations for Numerical Creep Calculations for Concrete**. *Journal of structural Engineering*, Vol. 122, Nº 3, March. ASCE, pp. 284-290, 1996.
- KUPFER, H.B. e GERSTLE, K.H. **Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses**. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 99, n. 4, pp. 853-866, 1973.
- KWAK, H.G. e FILIPPOU, F.C. **Finite Elements Analysis of Reinforced Concrete Structures under Monotonic Loads**. Report UCB/SEMM-90/14, Berkeley, Califórnia, 1990.
- MADUREIRA, E.L. **Simulação Numérica do Comportamento Mecânico de Elementos de Concreto Armado Afetados pela Reação Álcali-Agregado**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2007.
- MADUREIRA, E.L., SIQUEIRA, T. M. e da SILVA, J.C.. **Deformações por Fluência em Pilares de Concreto Armado**. *53 Congresso Brasileiro do Concreto*. Florianópolis – Santa Catarina – Brasil, 2011.
- MADUREIRA, E.L, SIQUEIRA, T. M. e RODRIGUES, E.C. **Análise de Vigas Incluindo a Fluência do Concreto**. *55 Congresso Brasileiro do Concreto*. Gramado – Rio Grande do Sul - Brasil, 2013.
- MADUREIRA, E.L. e SILVA, A.L.A. **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, 2013.
- MADUREIRA, E.L e PAIVA, L.A. **Análise de Pilares-Parede Incluindo a Fluência do Concreto**. *57 Congresso Brasileiro do Concreto*. Bonito – Mato Grosso do Sul - Brasil, 2015.
- PITANGUEIRA, R. L. S. e PARENTE JR., E. **NLPOS – Programa para visualização de resultados de análises não lineares de modelos bidimensionais de elementos finitos**. Versão 1.0, Rio de Janeiro: DEC/PUC-Rio, 1997.

ESTABILIDADE ELÁSTICA EM PILARES METÁLICOS SUBMETIDOS À ATUAÇÃO CONJUNTA DO CARREGAMENTO VERTICAL E DO VENTO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 15/04/2020

Wesley Imperiano Gomes de Melo

Professor Doutor da Universidade Federal Rural de Pernambuco, Curso de Graduação em Engenharia Civil, wesley.gomes@ufrpe.br, Recife – PE, <https://orcid.org/0000-0001-5750-3272>

Normando Perazzo Barbosa

Professor Titular da Universidade Federal da Paraíba - CT, nperazzob@yahoo.com.br, João Pessoa – PB, <https://orcid.org/0000-0003-4497-8900>

RESUMO: A ruptura de pilares por flambagem ocorre de forma abrupta, sem tempo para a devida evacuação da estrutura. No caso de pontes, este fenômeno é crucial, pois devido ao reduzido número de pilares, pode acarretar facilmente o colapso progressivo de toda a estrutura por ultrapassar a capacidade resistente dos demais pilares. Isto acontece com a redistribuição dos referidos esforços resultando em elevada ordem de grandeza. Na literatura especializada existe a análise da estabilidade elástica de pilares sob cargas concentradas e distribuídas, porém com

atuação em estados separados de carga. Daí, nesse artigo procede-se o estudo da estabilidade elástica para a atuação conjunta dos diversos carregamentos e variação linear da seção transversal. Tais análises são procedidas mediante Modelagem Computacional via Método das Diferenças Finitas e os resultados validados com casos particulares constantes na literatura especializada.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade Elástica, Carga de Flambagem, Pilares metálicos, Método das Diferenças Finitas.

ELASTIC STABILITY IN METAL PILLARS SUBJECT TO JOINT ACTUATION BY VERTICAL LOAD AND WIND

ABSTRACT: The rupture of pillars by buckling occurs abruptly, with no time for proper evacuation of the structure. In the case of bridges, this phenomenon is crucial because, due to the small number of pillars, it can easily lead to the progressive collapse of the whole structure by exceeding the resisting capacity of the other pillars. This happens with the redistribution of these forces resulting in high order of magnitude. In the specialized literature there is the analysis of the elastic stability of pillars under concentrated and distributed

loads, but with performance in separate loading scenarios. Hence, the elastic stability study is carried out for the joint action of the various loads and linear variation of the cross section. Such analyses are carried out using the Finite Difference Method and the results are validated with particular cases in the specialized literature.

KEYWORDS: Elastic stability, buckling load, metal pillars, finite difference method.

1 | INTRODUÇÃO

O estudo da estabilidade elástica de elementos estruturais é apresentado em Chajes (1974) e Timoshenko e Gere (2009), onde o pilar engastado na base e com extremidade livre no topo é analisado para atuação de cargas concentradas no topo p (vertical) e Q (lateral) e distribuídas p (peso – próprio) em cenários separados, sendo nessa última abordada a resolução da EDO mediante funções de Bessel. Neste sentido, é procedida a análise da estabilidade elástica do referido pilar com carregamentos com atuação conjunta: P, p (verticais concentrada no topo do pilar e distribuído na altura, respectivamente), Q, q_1, q_2 (laterais concentrada no topo, constante na altura e sob variação linear com valor máximo igual a q_2 no topo, respectivamente). Vide figura 1.

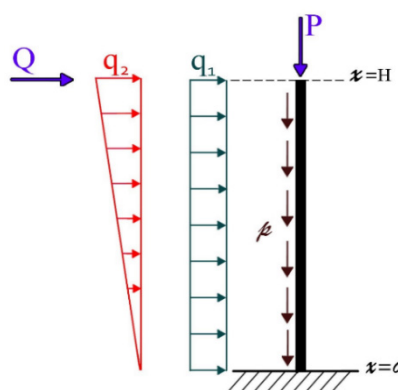


Figura 1. Estado de carga do pilar sob cargas verticais e laterais

A resolução da Equação Diferencial oriunda da ação conjunta dos carregamentos é bastante laboriosa se conduzida via funções de Bessel, sendo mais eficaz e prática a utilização de Métodos Aproximados: a exemplo, cita-se a utilização do Método das Diferenças Finitas (SOARE, 1962) e (GUTKOWSKI, 1981). A obtenção da carga crítica será procedida mediante incremento sucessivo da carga lateral p até o deslocamento v no topo do pilar tender ao infinito. A verificação de tais resultado é realizada mediante casos particulares com soluções analíticas presentes na literatura especializada.

2 | REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Formulação Matemática

Ao considerar os efeitos de primeira ordem, verifica-se a ativação do momento fletor ao longo do eixo axial x do pilar, unicamente pelas cargas laterais oriundas da atuação do vento. Por outro lado, ao considerar a posição deformada do pilar e, em consequente, o cálculo dos efeitos de 2ª ordem, obtém-se o momento fletor $\mathfrak{M}(x)$ mediante equilíbrio de momento numa seção genérica. Conforme é apresentado na figura 2.

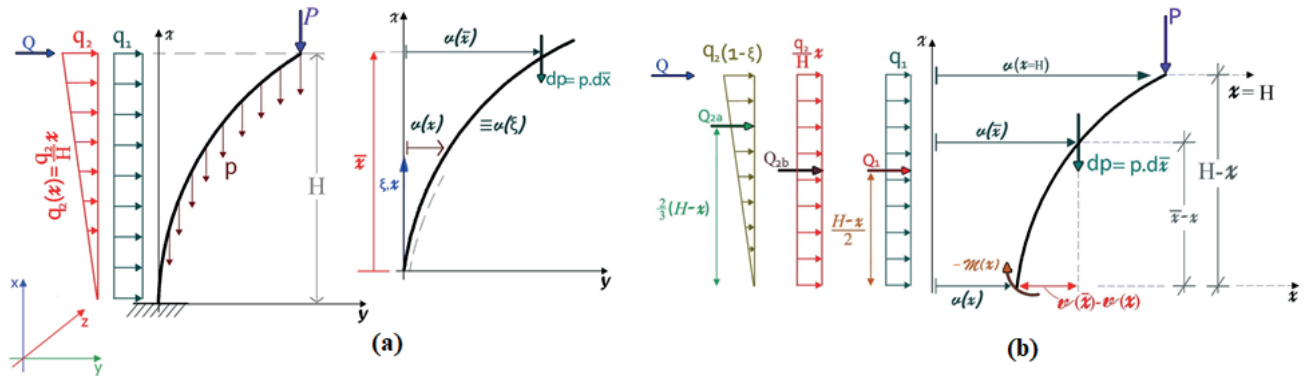


Figura 2. Pilar sob cargas verticais e laterais: (a) Pilar deformado, (b) Momento fletor

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}(x) = & - \int_x^H [v(\bar{x}) - v(x)] \cdot dp - [v(H) - v(x)] \cdot P + Q_{1a} \cdot \frac{(H-x)}{2} + Q_{2a} \cdot \frac{2}{3} \cdot (H-x) \\ & + Q_{2b} \cdot \frac{(H-x)}{2} + Q_1 \cdot (H-x) \end{aligned} \quad (1)$$

onde: $v(x)$ – é a deflexão do pilar na direção y ao longo do eixo axial x ; $v(\bar{x})$ – é a deflexão do pilar na direção y para a posição \bar{x} do elemento diferencial do peso – próprio dP ; $v(H)$, $v(0)$ – a deflexão do pilar para o topo e na base; H – a altura total do pilar; P – a carga vertical aplicada no topo do pilar (decorrente da reação de apoio da superestrutura); p – é o peso – próprio do pilar (constante se a seção transversal do pilar for invariável); q_1, q_2 – as cargas laterais oriundas da ação do vento ao longo do pilar; Q – a carga lateral originária da atuação do vento na superestrutura; e $\mathfrak{M}(x)$ – é a função do momento fletor ao longo do eixo longitudinal x .

As resultantes Q_{2a}, Q_{2b} e Q_1 dos carregamentos laterais q_1 e q_2 , são expressas por:

$$Q_{2a} = \frac{q_2}{2} \cdot \left(1 - \frac{x}{H}\right) \cdot (H-x) \quad (2a)$$

$$Q_{2b} = \frac{q_2}{H} \cdot x \cdot (H-x) \quad (2b)$$

$$Q_1 = q_1 \cdot (H-x) \quad (2c)$$

A expressão do momento fletor $M(x)$ apresentado na equação (1) é válida para qualquer forma de variação do peso – próprio $p(x)$. Por outro lado, neste caso de seção transversal variável, tem-se:

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}(x) = & - \int_x^H [v(\bar{x}) - v(x)]. p(x). d\bar{x} - [v(H) - v(x)]. P \\ & + (H - x). \left\{ \frac{q_1}{2}. (H - x) + q_2. \left[\left(\frac{x}{2} - \frac{x^2}{2.H} \right) + \left(\frac{H}{3} - \frac{2}{3}.x + \frac{x^2}{3.H} \right) \right] + Q \right\} \quad (3) \end{aligned}$$

Utilizando na equação (1) a Teoria da Linha Elástica proposta por Navier e de acordo com a Hipótese de Bernoulli, que as seções transversais permanecem perpendiculares à linha elástica após a deformação por flexão, escreve-se:

$$E.I(x). v''(x) = \int_x^H p(x). [v(\bar{x}) - v(x)]. d\bar{x} + P. [v(H) - v(x)] + Q^*(x) \quad (4)$$

com: $Q^*(x) = A.x^3 + B.x^2 + C.x + D$; $A = \frac{q_2}{6.H}$; $B = -\frac{q_1}{2}$; $C = \left(q_1 - \frac{q_2}{2} \right). H + Q$;

$$D = -\left(\frac{3.q_1 - 2.q_2}{6} \right). H^2 - Q.H.$$

Na figura 3 explicita-se a mudança do intervalo de integração de x a H em relação ao eixo \bar{x} para o intervalo de 0 a H no eixo axial x .

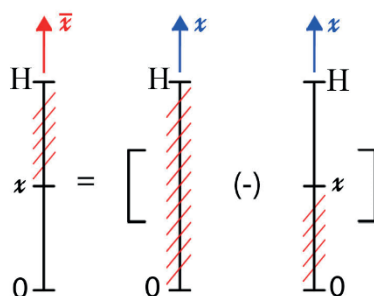


Figura 3. Mudança dos limites de integração e do referencial \bar{x} para x .

Pela transformação de referencial apresentada na figura 3, reescreve-se a equação (4), como:

$$\begin{aligned} E.I(x). v''(x) = & \int_0^H p(x). v(x). dx - \int_0^x p(x). v(x). dx - p(x). v(x). \int_x^H d\bar{x} \\ & + P. [v(H) - v(x)] + A.x^3 + B.x^2 + C.x + D \quad (5) \end{aligned}$$

A fim de remover as integrais da equação (5), procede-se com a derivação em relação ao eixo axial x de toda a equação, resultando:

$$-E \cdot \frac{d}{dx} [I(x) \cdot v''(x)] = p(x) \cdot v(x) + \frac{d}{dx} [p(x) \cdot v(x) \cdot (H - x)] + \frac{d}{dx} [P \cdot v(x)] + Q(x) \quad (6)$$

onde: $Q(x) = A_1 \cdot x^2 + B_1 \cdot x + C$;

$$A_1 = -3 \cdot A = -\frac{q_2}{2 \cdot H}; \quad B_1 = -2 \cdot B = q_1; \quad \frac{d}{dx} [P \cdot v(H)] = P \cdot \frac{d}{dx} [v(H)] = 0;$$

$$\int_0^H p(x) \cdot v(x) dx = cte \Leftrightarrow \frac{d}{dx} \left[\int_0^H p(x) \cdot v(x) dx \right] = 0 \quad e$$

$$\frac{d}{dx} [p(x) \cdot v(x) \cdot (H - x)] = [p'(x) \cdot v(x) + p(x) \cdot v'(x)] \cdot (H - x) - p(x) \cdot v(x).$$

Após realizar a derivação da equação (6) expressa-se a equação diferencial ordinária (EDO) que rege a estabilidade elástica do pilar analisado. Sendo adotada a variação da seção transversal do pilar (conforme ilustração na figura 4), bem como o estado de carga e condições de contorno apresentados na figura 4.5. Resultando assim a EDO:

$$E \cdot [I'(x) \cdot v''(x) + I(x) \cdot v'''(x)] + [p'(x) \cdot v(x) + p(x) \cdot v'(x)] \cdot (H - x) + P \cdot v'(x) = A_1 \cdot x^2 + B_1 \cdot x + C \quad (7)$$

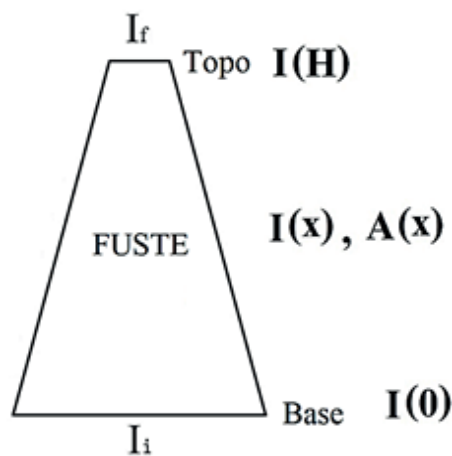


Figura 4. Pilar com seção variável

Ainda para o caso particular de seção transversal constante, tem-se: $EI = cte, p = cte, p'(x) = 0, I'(x) = 0$ e reescreve-se a equação (7), para pilar do tipo ilustrado na figura 5, como:

$$E \cdot I \cdot v'''(x) + [p \cdot (H - x) + P] \cdot v'(x) = A_1 \cdot x^2 + B_1 \cdot x + C \quad (8)$$

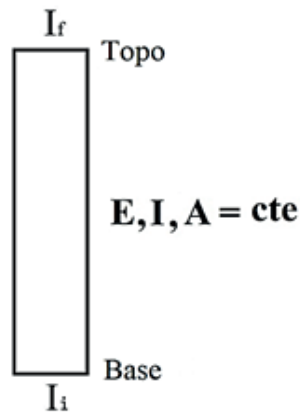


Figura 5. Pilar com seção transversal constante

2.2 Diferenças Finitas

Baseado em Soare (1962) e com o intuito de introduzir uma primeira maneira de transformar a equação diferencial que rege o problema analisado em sistema de equações algébricas, isto via o Método das Diferenças Finitas, procede-se para a ocorrência de função dependente unicamente de uma variável, vide figura 6. Através da curva de interpolação, verifica-se que é possível utilizar Funções de Lagrange.

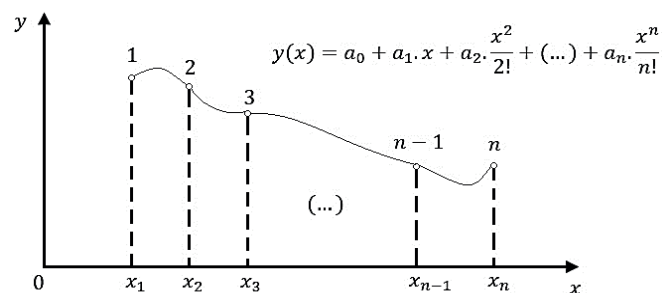


Figura 6. Interpolação polinomial para n graus de liberdade

As funções φ são caracterizadas através de aplicação unitária por ponto discretizado, baseando-se em Soare (1962) e Guelfond (1963), define-se a interpolação polinomial de grau n (Função de Lagrange).

$$y = \sum_{k=1}^{k=n+1} y_k \cdot \frac{(x - x_1) \cdot (x - x_2) \cdot \dots \cdot (x - x_{k-1}) \cdot (x - x_{k+1}) \cdot \dots \cdot (x - x_{n+1})}{(x_k - x_1) \cdot (x_k - x_2) \cdot \dots \cdot (x_k - x_{k-1}) \cdot (x_k - x_{k+1}) \cdot \dots \cdot (x_k - x_{n+1})} \quad (9)$$

Para o método das diferenças finitas, procede-se a aplicação de curvas de interpolação de ordem igual ou superior a maior derivação presente na EDO. No caso em questão, utiliza-se curva de interpolação quártica com o ponto j (ponto de aplicação) e os quatro adjacentes. Configurando-se dois tipos, basicamente, de diferenças finitas: centrais e assimétrica à direita. A formulação clássica do método das diferenças finitas é postulada com polinômio de interpolação parabólica e para tal referencia-se Quarteroni

et al. (2007).

a) Operadores de Diferenças Finitas Centrais

Ao considerar intervalos de igual comprimento e aplicar o caso particular do Método da Colocação para pontos no entorno do ponto j , tem-se a utilização de cinco pontos para o caso do polinômio interpolador de grau quártico, conforme é ilustrado na figura 7.

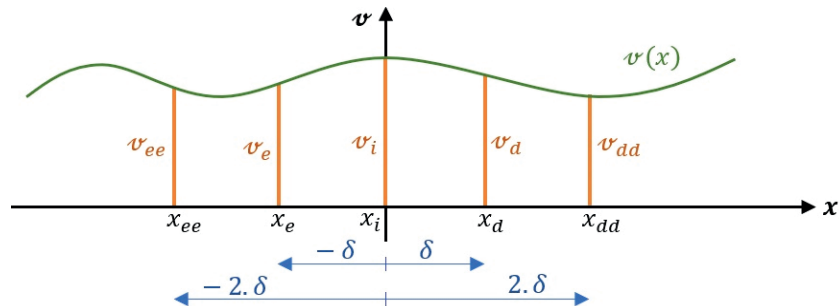


Figura 7. Polinômio de ordem quártica e os pontos de aplicação para diferenças finitas centrais

A função de interpolação $v(x)$ apresentada na figura 7 é determinada mediante regra de Simpson, de formulação admitida em 1750 e citada em O'Hara e Ramming (2015), e expressa por:

$$v(x) = \alpha_a \cdot x^4 + \alpha_b \cdot x^3 + \alpha_c \cdot x^2 + \alpha_d \cdot x + \alpha_e \quad (10)$$

Após obter o polinômio $v(x)$ expresso na equação (10) por meio da aplicação nos pontos, procedem-se as derivações até terceira ordem e caracteriza-se o ponto de aplicação centrado ($j = 0$). Para tal aplicação, apresenta-se na figura 8 o ponto j e os vizinhos a distância relativa h .

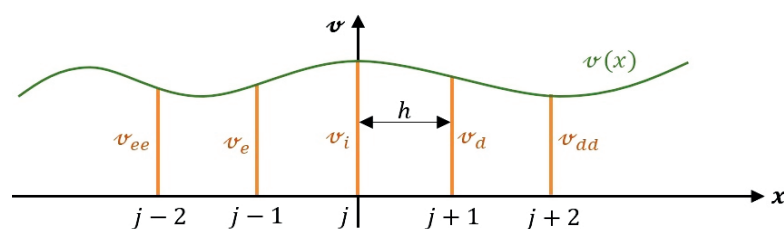


Figura 8. Ponto de aplicação para operadores de diferenças finitas centrais

Os operadores das derivadas, até ordem 3 para as diferenças finitas centradas, ficam expressos em termos dos pontos de vizinhança à esquerda ($j - 2$) e ($j - 1$), bem como à direita ($j - 1$) e ($j - 2$) e definidos por:

$$v_j' = \frac{1}{12 \cdot h} \{v_{j-2} - 8 \cdot v_{j-1} + 8 \cdot v_{j+1} - v_{j+2}\} \quad (11 a)$$

$$v_j'' = \frac{1}{12 \cdot h^2} \{-v_{j-2} + 16 \cdot v_{j-1} - 30 \cdot v_j + 16 \cdot v_{j+1} - v_{j+2}\} \quad (11 b)$$

$$v_j''' = \frac{1}{2 \cdot h^3} \{-v_{j-2} + 2 \cdot v_{j-1} - 2 \cdot v_{j+1} + v_{j+2}\} \quad (11 c)$$

Empregando os Operadores de Diferenças Finitas Centrais apresentados nas equações (11) na EDO (equação 8) do problema de ponto limite para o pilar com seção transversal constante e de base engastada e topo livre, escreve-se a lei de formação das equações algébricas para os pontos do domínio do pilar ($2 \leq j \leq n + 1$), como:

$$\begin{aligned} \{-T_1 + T_{2j}\} \cdot v_{j-2} + \{2 \cdot T_1 - 8 \cdot T_{2j}\} \cdot v_{j-1} + \{-2 \cdot T_1 + 8 \cdot T_{2j}\} \cdot v_{j+1} + \{T_1 - T_{2j}\} \cdot v_{j+2} \\ = Q_j \end{aligned} \quad (12)$$

Aplicando os Operadores das derivadas para a EDO do problema de ponto limite válida para pilar de seção transversal variável, equação (7), escreve-se a lei de colocação da seguinte forma:

$$\begin{aligned} (T_{1a} + T_{2j}) \cdot v_{j-2} + (T_{1b} - 8 \cdot T_{2j}) \cdot v_{j-1} + (T_{1c} + p_a) \cdot v_j + (T_{1d} + 8 \cdot T_{2j}) \cdot v_{j+1} \\ + (T_{1e} - T_{2j}) \cdot v_{j+2} = Q_j \end{aligned} \quad (13)$$

onde: $I_j, I_{j-1}, I_{j-2}, I_{j+1}, I_{j+2}$ são os momentos de inércia nos pontos de colocação; h é o intervalo de interpolação; $v_{j-2}, v_{j-1}, v_j, v_{j+1}, v_{j+2}$ são as deflexões na direção y nos pontos do entorno de j ; Q_j é a carga horizontal no ponto de aplicação, sendo: $Q_j = Q(x = x_j) = A_1 \cdot x_j^2 + B_1 \cdot x_j + c$ e x_j a coordenada x do ponto de colocação j .

$$\begin{aligned} \text{com: } T_{1a} &= -\frac{E \cdot I_{j-2}}{144 \cdot h^3} + 8 \cdot \frac{E \cdot I_{j-1}}{144 \cdot h^3} - \frac{E \cdot I_j}{2 \cdot h^3} - 8 \cdot \frac{E \cdot I_{j+1}}{144 \cdot h^3} + \frac{E \cdot I_{j+2}}{144 \cdot h^3}; \quad T_{2j} = \frac{[p \cdot (H - x_j) + P]}{12 \cdot h}; \\ T_{1b} &= 16 \cdot \frac{E \cdot I_{j-2}}{144 \cdot h^3} - 128 \cdot \frac{E \cdot I_{j-1}}{144 \cdot h^3} + 2 \cdot \frac{E \cdot I_j}{2 \cdot h^3} + 128 \cdot \frac{E \cdot I_{j+1}}{144 \cdot h^3} - 16 \cdot \frac{E \cdot I_{j+2}}{144 \cdot h^3}; \quad T_1 = \frac{E \cdot I}{2 \cdot h^3}; \\ T_{1c} &= -30 \cdot \frac{E \cdot I_{j-2}}{144 \cdot h^3} + 240 \cdot \frac{E \cdot I_{j-1}}{144 \cdot h^3} - 240 \cdot \frac{E \cdot I_{j+1}}{144 \cdot h^3} + 30 \cdot \frac{E \cdot I_{j+2}}{144 \cdot h^3}; \\ T_{1d} &= 16 \cdot \frac{E \cdot I_{j-2}}{144 \cdot h^3} - 128 \cdot \frac{E \cdot I_{j-1}}{144 \cdot h^3} - 2 \cdot \frac{E \cdot I_j}{2 \cdot h^3} + 128 \cdot \frac{E \cdot I_{j+1}}{144 \cdot h^3} - 16 \cdot \frac{E \cdot I_{j+2}}{144 \cdot h^3}; \\ T_{1e} &= -\frac{E \cdot I_{j-2}}{144 \cdot h^3} + 8 \cdot \frac{E \cdot I_{j-1}}{144 \cdot h^3} + \frac{E \cdot I_j}{2 \cdot h^3} - 8 \cdot \frac{E \cdot I_{j+1}}{144 \cdot h^3} + \frac{E \cdot I_{j+2}}{144 \cdot h^3} \quad e \\ p_a &= \frac{H - x_j}{12 \cdot h} \{p_{j-2} - 8 \cdot p_{j-1} + 8 \cdot p_{j+1} - p_{j+2}\}. \end{aligned}$$

b) Operadores de Diferenças Finitas Assimétricas à Direita

Na figura 9 é apresentada a função interpoladora para a utilização do método das diferenças finitas com equacionamento assimétrico à direita. Assim, o ponto de aplicação j é posicionado a distância h da origem da abscissa. Restando apenas um ponto à frente da aplicação.

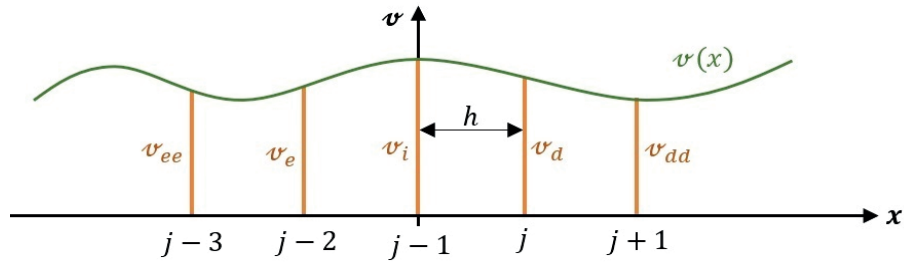


Figura 9. Ponto de aplicação para operadores de diferenças finitas assimétrica à direita

Baseado no exposto em Mancini (1973), os operadores de diferenças finitas assimétricas à direita ficam expressos por:

$$v_j' = \frac{1}{12 \cdot h} \{-v_{j-3} + 6 \cdot v_{j-2} - 18 \cdot v_{j-1} + 10 \cdot v_j + 3 \cdot v_{j+1}\} \quad (14 a)$$

$$v_j'' = \frac{1}{12 \cdot h^2} \{-v_{j-3} + 4 \cdot v_{j-2} + 6 \cdot v_{j-1} - 20 \cdot v_j + 11 \cdot v_{j+1}\} \quad (14 b)$$

$$v_j''' = \frac{1}{2 \cdot h^3} \{v_{j-3} - 6 \cdot v_{j-2} + 12 \cdot v_{j-1} - 10 \cdot v_j + 3 \cdot v_{j+1}\} \quad (14 c)$$

Analogamente ao procedido no item (a) desta subseção, expressam-se as leis de formação das equações algébricas (aplicável ao topo do pilar, no ponto $j = n + 2$ apresentado na figura 10) para seção transversal constante e variável, respectivamente, tais como:

$$\begin{aligned} \{T_1 - T_{2j}\} \cdot v_{j-3} + 6 \cdot \{-T_1 + T_{2j}\} \cdot v_{j-2} + \{12 \cdot T_1 - 18 \cdot T_{2j}\} \cdot v_{j-1} \\ + 10 \cdot \{-T_1 + T_{2j}\} \cdot v_j + 3 \cdot \{T_1 + T_{2j}\} \cdot v_{j+1} = Q_j \end{aligned} \quad (15 a)$$

$$\begin{aligned} (T_{1aa} - T_{2j}) \cdot v_{j-3} + (T_{1bb} + 6 \cdot T_{2j}) \cdot v_{j-2} + (T_{1cc} - 18 \cdot T_{2j}) \cdot v_{j-1} \\ + (T_{1dd} + p_{aa} + 10 \cdot T_{2j}) \cdot v_j + (T_{1e} + 3 \cdot T_{2j}) \cdot v_{j+1} = Q_j \end{aligned} \quad (15 b)$$

$$\begin{aligned} \text{com: } T_{1aa} &= \frac{E \cdot I_{j-3}}{144 \cdot h^3} - 6 \cdot \frac{E \cdot I_{j-2}}{144 \cdot h^3} + 18 \cdot \frac{E \cdot I_{j-1}}{2 \cdot h^3} + 62 \cdot \frac{E \cdot I_j}{144 \cdot h^3} - 3 \cdot \frac{E \cdot I_{j+1}}{144 \cdot h^3}; \\ T_{1bb} &= -4 \cdot \frac{E \cdot I_{j-3}}{144 \cdot h^3} + 24 \cdot \frac{E \cdot I_{j-2}}{144 \cdot h^3} - 72 \cdot \frac{E \cdot I_{j-1}}{144 \cdot h^3} - 392 \cdot \frac{E \cdot I_j}{144 \cdot h^3} + 12 \cdot \frac{E \cdot I_{j+1}}{144 \cdot h^3}; \end{aligned}$$

c) Discretização

A discretização do pilar é realizada mediante pontos distantes da altura h e de numeração zero (0), localizado a dois pontos abaixo do engaste, enquanto na base engastada tem-se o ponto $j = 2$, e a numeração dos pontos é até o enésimo mais três pontos, este localizado acima do topo do pilar. Desta forma, aplica-se na base do pilar ($j = 2$) a lei de aplicação com operadores de diferenças finitas centrais, ver equações (12) e (13), a depender da variação da seção transversal. As já mencionadas leis de aplicação

com diferenças finitas centrais também são aplicáveis aos pontos no domínio ($j = 3$ até $j = n + 1$), requerendo-se assim dois pontos além do ($n + 1$), no caso até o ponto acima do topo ($j = n + 3$). Por fim, no último ponto do domínio, o topo do pilar ($j = n + 2$) aplica-se a lei de colocação com as diferenças finitas assimétricas à direita, pois estas necessitam apenas dos pontos já descritos. A resposta aproximada pelo Método das Diferenças Finitas será cada vez mais realística quanto mais próximos estejam os pontos da discretização, conseqüentemente, h será minorado. Vide figura 10.

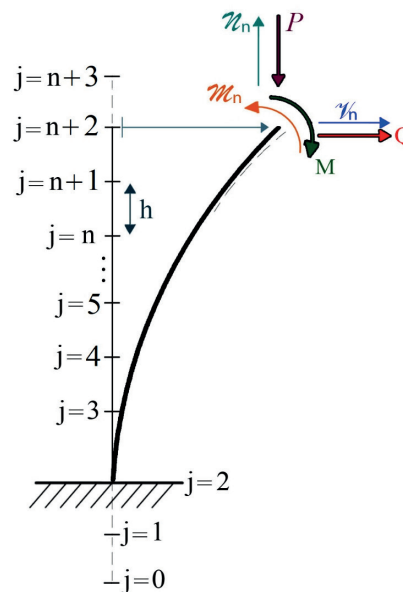


Figura 10. Discretização do Pilar via Diferenças Finitas

Para completar as equações do sistema de equações algébricas (em função da imposição dos três pontos fictícios), adicionam-se três equações extras, que são provenientes das condições de contorno, e expressas por:

$$v(x = 0) = 0 \quad \therefore \quad v_{(j=2)} = 0 \quad (16 a)$$

$$v'(x = 0) = 0 \quad \therefore \quad v'_{(j=2)} = 0 \quad (16 b)$$

$$\mathfrak{M}(x = H) = 0 \quad \therefore \quad v''_{(j=2)} = 0 \quad (16 c)$$

As condições de contorno, via operadores de diferenças finitas, ficam reescritas como:

$$M_{0,2} \cdot v_2 = q_0 \quad (17 a)$$

$$M_{1,0} \cdot v_0 + M_{1,1} \cdot v_1 + M_{1,3} \cdot v_3 + M_{1,4} \cdot v_4 = q_1 \quad (17 b)$$

$$M_{n+3,n-1} \cdot v_{n-1} + M_{n+3,n} \cdot v_n + M_{n+3,n+1} \cdot v_{n+1} + M_{n+3,n+2} \cdot v_{n+2} + M_{n+3,n+3} \cdot v_{n+3} = q_{n+3} \quad (17 c)$$

onde: $M_{0,2} = M_{1,0} = 1$; $M_{1,1} = -8$; $M_{1,3} = 8$; $M_{1,4} = -1$; $M_{n+3,n-1} = -1$; $M_{n+3,n} = 4$; $M_{n+3,n+1} = 6$; $M_{n+3,n+2} = -20$; $M_{n+3,n+3} = 11$ e $q_0 = q_1 = q_{n+3} = 0$.

Resultando, por fim, a aplicação das equações (12), (13) e (15) na malha de discretização apresentada na figura 10, no seguinte sistema de equações algébricas:

$$[M] \cdot \{v\} = \{q\} \quad (18 a)$$

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & \dots \\ 1 & -8 & 0 & 8 & -1 & \dots \\ M_{2,0} & M_{2,1} & 0 & M_{2,3} & M_{2,4} & \dots \\ & & \vdots & & & \ddots \\ & & & & & & \vdots \\ & & & & & & & M_{n+2,n-1} & M_{n+2,n} & M_{n+2,n+1} & M_{n+2,n+2} & M_{n+2,n+3} \\ & & & & & & & \dots & M_{n+3,n-1} & M_{n+3,n} & M_{n+3,n+1} & M_{n+3,n+2} & M_{n+3,n+3} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} v_0 \\ v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_{n+2} \\ v_{n+3} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} q_0 \\ q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_{n+2} \\ q_{n+3} \end{Bmatrix} \quad (18 b)$$

sendo: $\{v\}$ o vetor de incógnitas (deslocamentos transversais na direção y); $[M]$ a matriz de coeficientes e $\{q\}$ o vetor independente.

d) Determinação da carga crítica

A obtenção da carga crítica pode ser realizada via dois procedimentos: o primeiro com a resolução da EDO, eq. (7) ou eq. (8), não homogênea e em decorrência do problema de ponto limite (Curva 1 apresentada na figura 11), na qual procede-se o incremento da carga até a convergência. Para o segundo método referencia-se Chajes (1974, p. 110 – 115), o qual consiste em adotar a EDO homogênea (Curva 2 da figura 11), através da imposição de nulidade ao termo particularizante ($Q_j = 0$). Nestes, com a devida transformação de equação diferencial em sistema algébrico, mediante imposição dos operadores de diferenças finitas, obtém-se a carga crítica P_{CR} via solução não trivial.

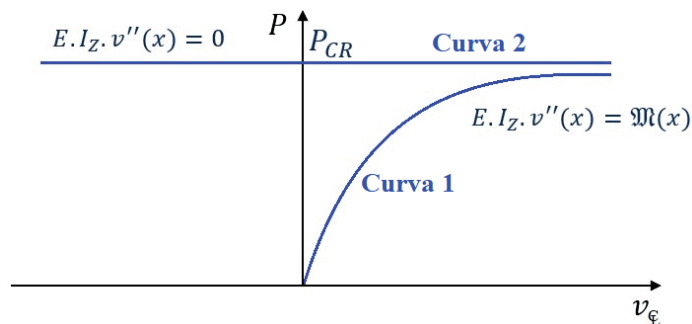


Figura 11. Obtenção da carga crítica por equação diferencial homogênea e problema de ponto limite

2.3 Inaplicabilidade da equação clássica de Bessel

Realiza-se a adimensionalização da EDO apresentada na equação (8) através da fórmula $\xi = \frac{x}{h}$ e das transformações nas derivações relativas ao eixo longitudinal x para o eixo adimensional ξ mediante: $v'(x) = H^{-1} \cdot v'(\xi)$; $v''(x) = H^{-2} \cdot v''(\xi)$ e $v'''(x) = H^{-3} \cdot v'''(\xi)$. Resultando na EDO adimensionalizada expressa por:

$$v'''(\xi) + \left[p \cdot (1 - \xi) + \frac{P}{H} \right] \cdot \frac{H^3}{EI} \cdot v'(\xi) = Q_c \quad (19)$$

$$\text{com: } Q_c = -\frac{Q \cdot H^3}{EI} + \frac{H^4}{EI} \cdot \left[-\frac{q_2}{2} \cdot \xi^2 + q_1 \cdot \xi + \left(\frac{q_2}{2} - q_1 \right) \right].$$

Observa-se que a EDO adimensional apresentada na equação (19) está com derivação um grau superior a definição das Funções de Bessel. Desta forma, aplica-se a transformação $y = v'$ e por condições de contorno: $y(\xi = 0) = 0$ e $y'(\xi = 0) = 0$, reescreve-se:

$$y''(\xi) + \left[p \cdot (1 - \xi) + \frac{P}{H} \right] \cdot \frac{H^3}{EI} \cdot y(\xi) = Q_c \quad (20)$$

Partindo da equação clássica de Bessel, ver Spiegel (1974, p. 101), resolvendo-se a parcela homogênea, obtém-se a carga de flambagem, sendo a referida equação canônica de Bessel:

$$x^2 \cdot y'' + (2 \cdot k + 1) \cdot x \cdot y' + (\alpha^2 \cdot x^{2 \cdot r} + \beta^2) \cdot y = 0 \quad (21)$$

Aplicando a mudança de variável $x = (1 - \xi)$ na equação (20) e enquadrando-a na equação de Bessel, eq. (25), tem-se como solução homogênea expressa por:

$$y = \frac{2}{3} \cdot x^{-\frac{1}{2}} \cdot \left[D_1 \cdot J_{1/3} \cdot \left(\sqrt{\frac{p \cdot H^3}{EI}} \cdot x^{3/2} \right) + D_2 \cdot J_{-1/3} \cdot \left(\sqrt{\frac{p \cdot H^3}{EI}} \cdot x^{3/2} \right) \right] \quad (22)$$

$$\text{sendo: } P = 0; \quad \alpha = H \cdot \sqrt{\frac{p \cdot H}{EI}}; \quad k = -\frac{1}{2}; \quad k^* = \frac{1}{2}; \quad \beta = H \cdot \sqrt{\frac{P}{EI}}; \quad r = \frac{3}{2}.$$

Verifica-se que a solução expressa na equação (22) é bastante laboriosa e que tal resolução via Bessel, nesta aplicação, é válida apenas para o caso particular de seção transversal ser constante e a carga no topo tida como nula. Tal implicação indicaria a inexistência do carregamento na superestrutura/vigas. No caso de pontes, equivale ao tabuleiro sem atuação dos veículos. Desta forma, como a solução apresentada na eq. (22) não contempla todos os casos possíveis de carregamento, conclui-se que é mais indicada a abordagem do problema através de Métodos Aproximados, a exemplo do Método das Diferenças Finitas.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

EXEMPLO 1: Nesta primeira aplicação será adotado o pilar metálico engastado na base e com extremidade livre no topo. Procedendo-se a análise da carga crítica para o pilar de ponte, sob configurações de seções transversais maciça e vazadas de formato retangular. O estado de carga será: $q_1 = q_2 = 0\text{kN/m}$ e $Q = 290\text{kN}$ como cargas laterais. Já o módulo de elasticidade vale $E = 210 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ e a altura do pilar é de 100 metros. Na figura 12 apresentam-se as configurações analisadas.

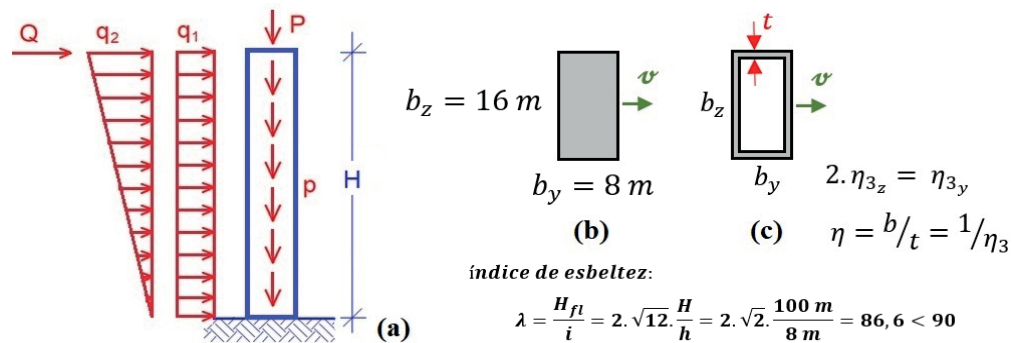


Figura 12. Configurações do pilar: (a) estado de carga, (b) seção retangular maciça e (c) seção retangular vazada em termos da espessura relativa via η

Varia-se o valor do peso próprio p sob unidade “kN/m” e mantém-se inalterada a seção transversal, determinando-se a carga crítica via convergência do deslocamento no topo (vide figura 11). O processamento da EDO é realizado via método das diferenças finitas. Na tabela 1 são apresentadas as deflexões para a seção maciça (figura 12 b).

Diferenças Finitas com 100 pontos ($h = 1 \text{ m}$)			
$p \text{ (kN/m)}$	$v \text{ (m)}$	$p \text{ (kN/m)}$	$v \text{ (m)}$
0	0,00067	$112,32 \times 10^4$	6,22664
10	0,00067	$112,33 \times 10^4$	39,08649
100×10^4	0,00060	$112,331 \times 10^4$	82,76339
110×10^4	0,03178	$112,3317 \times 10^4$	308,01060
112×10^4	0,22317	$112,33188 \times 10^4$	4.970,34480
$112,2 \times 10^4$	0,56156	$112,33189 \times 10^4$	15.111,65985
$112,27 \times 10^4$	1,19664	$112,3318945 \times 10^4$	184.024,58580

Tabela 1. Deflexões em y , no topo do pilar retangular, por incremento em p até convergência

Na figura 13 é apresentada a curva de convergência da carga crítica para a seção maciça.

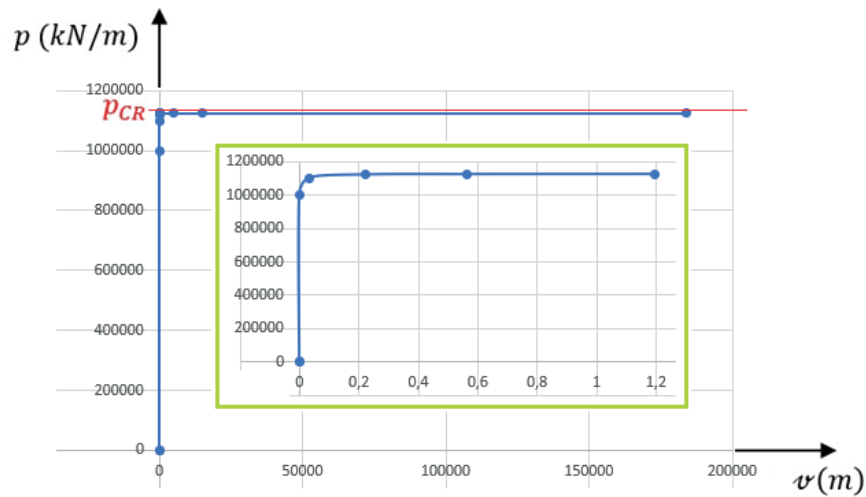


Figura 13. Curva de convergência de p_{CR} para pilar engastado na base e seção retangular maciça

A carga crítica obtida através da convergência na curva apresentada na figura 13 é $p_{CR} = 112,3318945 \times 10^4$ kN/m. Mediante solução analítica apresentada em Timoshenko e Gere (2009) tem-se $p_{CR} = 112,35123 \times 10^4$ kN/m caracterizando uma aproximação de 0,017 % a favor da segurança.

Nas tabelas 2 e 3 são apresentados os deslocamentos no topo do pilar com seção retangular vazada (ver figura 12 c), porém são simuladas quatro espessuras τ relativas das paredes, via coeficiente $\eta = \{5, 10, 15, 20\}$. Na referida tabela apresentam-se também a carga crítica via Timoshenko e Gere (2009) e conseguinte percentual de aproximação.

Diferenças Finitas com 100 pontos ($h = 1$ m)			
$\eta = 5$		$\eta = 10$	
$[10^5] p \left(\frac{kN}{m}\right)$	v (m)	$[10^5] p \left(\frac{kN}{m}\right)$	v (m)
11,16	0,38437	9,29	3,53645
11,1757	2,07456	9,292	78,50342
11,1790	27,41317	9,29205	167,01516
11,1792	105,53502	9,29207	304,21481
11,17927	40.995,52293	9,292094	21.390,73143
11,17927015	241.907,21360	9,2920943	160.345,53260
11,17927018	11.585.627,62397	9,29209434	1.197.181,06281
$p_{CR} = 11,18119 \times 10^5 \frac{kN}{m}$		$p_{CR} = 9,29369 \times 10^5 \frac{kN}{m}$	
Via Timoshenko e Gere (2009)		Via Timoshenko e Gere (2009)	
0,017 % (a favor da segurança)		0,017 % (a favor da segurança)	

Tabela 2. Deflexões em y, no topo do pilar, para seção retangular vazada para $\eta = 5$ e $\eta = 10$

Diferenças Finitas com 100 pontos ($h = 1\text{ m}$)			
$\eta = 5$		$\eta = 10$	
$[10^5] p(\frac{kN}{m})$	$v\text{ (m)}$	$[10^5] p(\frac{kN}{m})$	$v\text{ (m)}$
7,392	4,06060	6,05	1,06790
7,3937	59,72808	6,0545	3,04075
7,39375	100,08278	6,0568	54,55065
7,39379	217,81425	6,05688	132,79715
7,39382	1.849,20169	6,056932	1.962,98015
7,393824	1.936.108,10456	6,0569355	27.118,06388
7,3938240035	25.369.692,40570	6,05693577	2.398.156,48192
$p_{CR} = 7,39509 \times 10^5 \frac{kN}{m}$		$p_{CR} = 6,05798 \times 10^5 \frac{kN}{m}$	
Via Timoshenko e Gere (2009)		Via Timoshenko e Gere (2009)	
0,017 % (a favor da segurança)		0,017 % (a favor da segurança)	

Tabela 3. Deflexões em y no topo do pilar, com seção retangular vazada sob $\eta = 15$ e $\eta = 20$

$$\text{com: } I_z(x) = \frac{b_z \cdot b_y^3}{12} \cdot \left\{ 1 - \left[(1 - 2 \cdot \eta_{3z}) \cdot (1 - 2 \cdot \eta_{3y})^3 \right] \right\}; \quad b_z = 2 \cdot b_y; \quad \eta_{3z} = \frac{t}{b_z}; \quad \eta_{3y} = \frac{t}{b_y}.$$

Na figura 14 apresentam-se as curvas de convergência da carga crítica em forma comparativa, para os quatro cenários de espessura relativa das paredes.

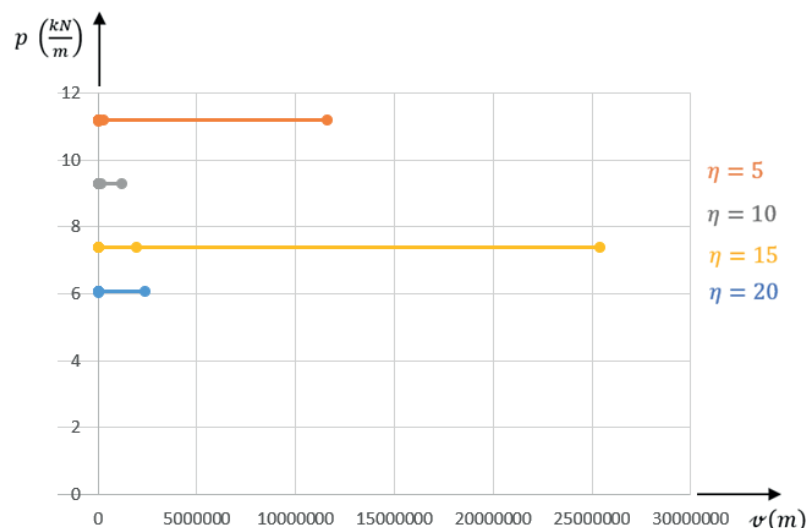


Figura 14. Curvas de convergência de p para pilar engastado na base e seção retangular vazada com espessura relativa das paredes

EXEMPLO 2: Nesta segunda análise admite-se o pilar com seção transversal circular vazada e contida na equivalência do retângulo do exemplo 1, vide figura 15. Sendo o

estado de carga: $q_1 = 2\text{kN/m}$, $q_2 = 3\text{kN/m}$, $Q = 10\text{kN}$ e $P = 0\text{kN}$. O material utilizado será o aço, assim tem-se como módulo de elasticidade longitudinal: $E = 210 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$. Adota-se a altura do pilar de 100 metros. Busca-se neste exemplo a mera aplicação das equações (7) e (8) resolvidas mediante diferenças finitas (ver item 2.2), daí a não verificação do índice de esbeltez inferior a 90, sendo esse o critério para a estrutura funcionar no campo das pequenas deformações, isso segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

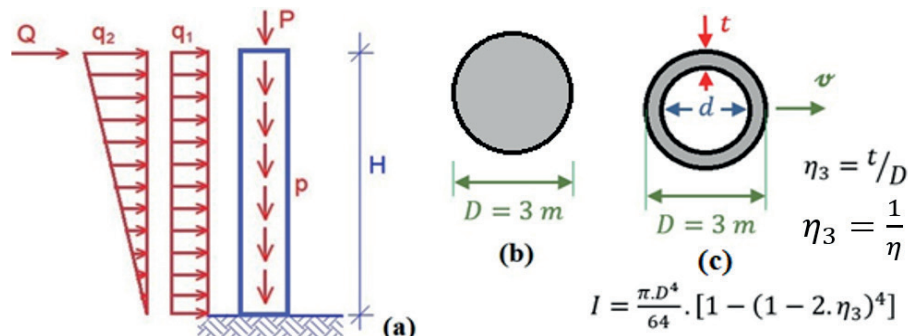


Figura 15. Geometria do pilar de seção circular vazada e constante na altura: (a) estado de carga, (b) seção transversal maciça e (c) seção anelar

Na tabela 4 são apresentados os deslocamentos no topo do pilar para quatro espessuras relativas das paredes, bem como carga crítica por convergência e pelo cálculo analítico presente em Timoshenko e Gere (2009) e análise da aproximação. Ver figura 15 (c).

Diferenças Finitas com 100 pontos ($h = 1 \text{ m}$)							
$\eta = 5$		$\eta = 10$		$\eta = 15$		$\eta = 20$	
$p \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)$	$v \text{ (m)}$	$p \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)$	$v \text{ (m)}$	$p \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)$	$v \text{ (m)}$	$p \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)$	$v \text{ (m)}$
5.500	0,03553	3.500	0,01898	2.800	0,13454	2.220	0,23094
5.600	0,07316	3.800	0,11038	2.840	0,60447	2.230	0,34657
5.660	0,19994	3.860	2,522919	2.845	1,07189	2.245	1,38812
5.690	1,48634	3.862	9,35073	2.850,500	7,16265	2.249	6,97158
5.692	2,60183	3.862,50	28,70482	2.850,800	10,37901	2.249,60	17,57173
5.693	4,16447	3.862,55	36,19672	2.851,400	101,82416	2.249,80	35,62892
5.694	10,42619	3.862,70	166,79780	2.851,450	383,08885	2.249,95	155,38855
5.694,66	1.363,99757	3.862,74	4.407,26714	2.851,465	2.236,58360	2.249,99	1.499,04343
$p_{CR} = 5.694,66 \text{ kN/m}$		$p_{CR} = 3.862,74 \text{ kN/m}$		$p_{CR} = 2.851,46 \text{ kN/m}$		$p_{CR} = 2.249,99 \text{ kN/m}$	
Via convergência		Via convergência		Via convergência		Via convergência	
$p_{CR} = 5.695,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$		$p_{CR} = 3.863,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$		$p_{CR} = 2.851,96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$		$p_{CR} = 2.250,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Timoshenko e Gere		Timoshenko e Gere		Timoshenko e Gere		Timoshenko e Gere	
(2009)		(2009)		(2009)		(2009)	
$I_z = 3,461 \text{ m}^4$		$I_z = 2,347 \text{ m}^4$		$I_z = 1,733 \text{ m}^4$		$I_z = 1,367 \text{ m}^4$	
0,017 % (a favor da segurança)		0,017 % (a favor da segurança)		0,018 % (a favor da segurança)		0,017 % (a favor da segurança)	

Tabela 4. Deflexões em y, no topo do pilar, para seção circular vazada (anelar)

Na figura 16 é apresentada a plotagem comparativa das curvas (carga x deformação), isso em detrimento da espessura relativa da seção circular vazada.

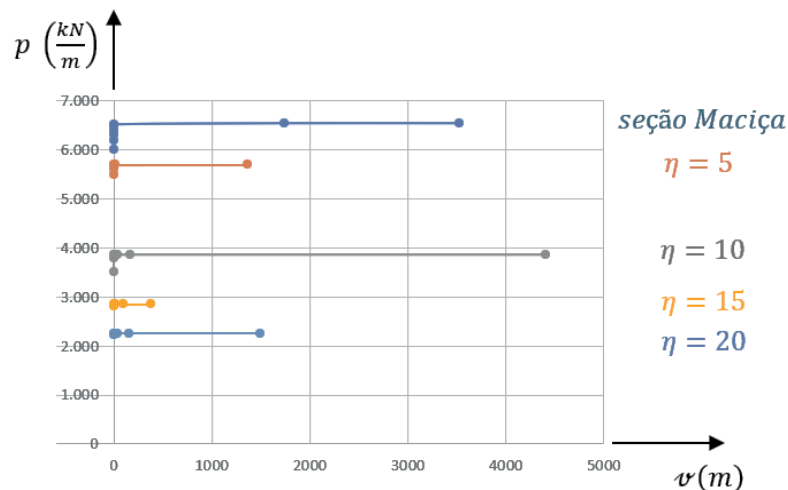


Figura 16. Curvas de convergência de p_{CR} para pilar engastado na base e seção circular maciça e vazada com espessura relativa das paredes

Enquanto, na tabela 5 apresenta-se a convergência dos deslocamentos no topo do pilar para seção transversal circular maciça. Para tal, a inércia vale: $I_z = 3,976\text{m}^4$. Ver figura 15 (b).

Diferenças Finitas com 100 pontos ($h = 1\text{ m}$)				
$p\text{ (kN/m)}$	$v\text{ (m)}$	$p\text{ (kN/m)}$	$v\text{ (m)}$	
6.000	0,01270	6.500	0,16276	$p_{CR} = 6.542,58\text{ kN/m}$ Via convergência
6.200	0,20160	6.520	0,3069	$p_{CR} = 6.543,71\frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Via Timoshenko e Gere (2009)
6.300	0,02850	6.542,580	1.748,54162	
6.400	0,04855	6.542,582	3.527,44185	0,017 % (a favor da segurança)

Tabela 5. Deflexões em y , no topo do pilar circular, por incremento em p até convergência

EXEMPLO 3: Admite-se o pilar analisado no exemplo 1 e sob mesmo estado de carga, material e altura. A única exceção é considera-lo de seção retangular variável linearmente na altura, sendo as dimensões na base: $b_y = 10\text{ m}$ e $b_z = 30\text{ m}$. Já, para o topo adota-se: $h_y = 4\text{ m}$ e $h_z = 12\text{ m}$. Vide figura 17. Proceda-se neste último exemplo a mera aplicação das equações de obtenção da carga crítica, sem almejar verificações quanto ao índice de esbeltez.

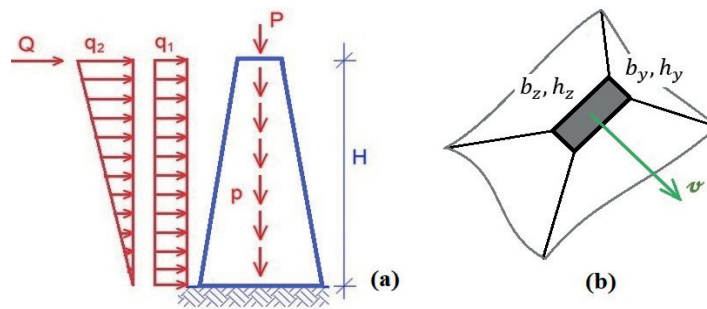


Figura 17. Pilar retangular maciço: (a) estado de carga e (b) perspectiva

Na tabela 6 apresentam-se os deslocamentos no topo do pilar, isso mediante incremento no peso específico y do material em kN/m^3 .

Diferenças Finitas com 100 pontos ($h = 1 \text{ m}$)						$p_{CR} = 4,377 \times 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Via convergência
$\gamma [10^4]$	$p_{base} [10^6]$	$\nu (m)$	$\gamma [10^4]$	$p_{base} [10^6]$	$\nu (m)$	
0	0	0,01732	1,458	4,374	21,08928	
1,3	3,9	0,15462	1,459	4,377	150,33863	
1,4	4,2	0,41511	1,4591	4,377	388,35275	
1,45	4,35	2,67749	1,45915	4,37745	1.863,45913	$p_{CR} = 3,977 \times 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Timoshenko e Gere (2009)
1,451	4,353	3,00543	1,45916	4,37748	7.753,89744	
1,454	4,362	4,75141	1,459162	4,377486	21.082,09253	10,06 % (contra a segurança)
1,457	4,371	11,34023	1,4591625	4,3774875	36.968,35366	

Tabela 5. Deflexão ν , para a seção retangular maciça e variável linearmente, com p em kN/m

A carga crítica por convergência é $p_{CR} = 4,37749 \times 10^6 \text{ kN/m}$, já via Timoshenko e Gere (2009, pag. 128) e sob interpolação no programa Cálculo Numérico V5 (versão livre), tem-se: $p_{CR} = 3,977 \times 10^6 \text{ kN/m}$. verifica-se aproximação de 10,06 % contra a segurança.

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

A obtenção da equação diferencial que rege os efeitos de 2ª ordem do pilar submetido a carregamentos verticais devido ao peso – próprio e a reação de apoio da superestrutura foi obtida neste artigo de maneira prática pela Técnica do Meio Contínuo. Tal formulação é apresentada para seção transversal variável ao longo do eixo longitudinal x , bem como para o caso particular de seção constante. Na resolução da EDO em termo dos deslocamentos ν no topo do pilar e na direção y , obtém-se de forma rápida a carga de flambagem via discretização do Meio Contínuo pelo Método das Diferenças Finitas.

Na determinação da carga crítica são analisados pilares de seção constante ou variável e com altura já mencionada e com seção transversal sob as seguintes configurações:

retangular, circular (maciças), tubular e anelar com paredes de espessura t relativa as demais dimensões. Além das seções transversais constantes ao longo do eixo axial do pilar (as seções anteriormente listadas), procede-se a determinação da carga crítica para seção transversal em formato retangular e linearmente variável na altura. A curva de convergência da carga crítica é obtida mediante discretização da EDO do problema de estabilidade, utilizando-se o método das diferenças finitas (MDF) com polinômio de interpolação quártica.

Por fim, comparam-se tais resultados em três aplicações de casos particulares com resolução analítica apresentada na literatura especializada. E ainda, discute-se a ineficácia operacional da solução mediante Equação Clássica de Bessel.

REFERÊNCIAS

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

CHAJES, A. **Principles of structural stability theory**. New York: Prentice Hall, 1974.

GUELFOND, A.O. **Calcul des differences finies**. Paris: Dunod, 1963.

GUTKOWSKI, R.M. **Structures – fundamental theory and behavior**. New York: Van Nostrand Reinhold Company, 1981.

MANCINI, E. **Análise continua de estruturas de edifícios elevados sujeitas à ação do vento**. 1973. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1973.

O'HARA, S.; RAMMING, C.H. **Numerical structural analysis**. New York: Momentum, 2015.

QUARTERONI, A. et al. **Méthodes numériques: Algorithmes, analyse et applications**. Milan: Springer, 2007.

SOARE, M. **Application des équations aux differences finies au calcul des conques**. Paris; Éditions Eyrolles, 1962. p. 73 – 82.

SPIEGEL, M.R. **Schaum's outline of theory and problems of analysis**. New York: McGRAW-HILL, 1974. p. 101.

TIMOSHENKO, S.P.; GERE, J.M. **Theory of elastic stability**. Second edition. New York: Dover Edition, 2009.

INFLUÊNCIA DO GRAUTE NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS CERÂMICOS

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 30/03/2020

Rafael Azevedo Lino

Universidade Federal do Tocantins
Palmas – TO

<http://lattes.cnpq.br/8247273060000456>

Orieta Soto Izquierdo

Universidade Federal do Tocantins
Palmas – TO

<http://lattes.cnpq.br/1424437852084514>

Indara Soto Izquierdo

Universidade Federal do Tocantins
Palmas – TO

<http://lattes.cnpq.br/1542148160829043>

Márcio Roberto Silva Corrêa

Escola de Engenharia de São Carlos EESC/USP
São Paulo – SP

<http://lattes.cnpq.br/7780769246876333>

RESUMO: O número de edificações construídas em alvenaria estrutural vem crescendo consideravelmente no Brasil nas últimas décadas. Os mesmos têm se tornado cada vez mais altos, atingindo a marca de 20 pavimentos. Quanto mais altos, maiores se tornam os níveis de compressão provenientes dos carregamentos verticais e a sua

composição com as ações devidas ao vento e ao desaprumo, obrigando a um maior emprego da alvenaria estrutural armada e grauteada. Este trabalho tem como objetivo principal analisar a influência do graute na resistência à compressão da alvenaria de blocos cerâmicos, mediante corpos de prova denominados: prismas e pequenas paredes, variando-se o tipo de graute e altura dos prismas. Para isto foram confeccionados e ensaiados à compressão axial prismas de dois e três blocos (grauteados e não grauteados) e pequenas paredes (grauteadas e não grauteadas) de blocos cerâmicos. Também foram analisados os modos de rupturas dos elementos e comparados os resultados com os de diversos pesquisadores. Estatisticamente os resultados mostraram que o grauteamento provoca aumento na resistência à compressão da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos, mas esse aumento não é proporcional com o aumento da resistência do graute. Mesmo assim, conclui-se que o grauteamento é uma alternativa viável para o ganho de resistências das estruturas.

PALAVRA-CHAVE: Alvenaria estrutural; Resistência à compressão; Graute; Blocos cerâmicos.

INFLUENCE OF THE GROUT ON THE COMPRESSIVE STRENGTH OF STRUCTURAL MASONRY OF CERAMIC BLOCKS

ABSTRACT: The number of buildings built in structural masonry has been increasing considerably in Brazil currently. They have become increasingly high, reaching the mark of 20 floors. The higher the compression levels from the vertical loads and their composition with the actions due to the wind and lack of verticality cause the use of the reinforced masonry structures and grouted masonry. This work aims to analyze the influence of the grout in the compressive strength of ceramic block masonry structures. Experimental tests carried out by means of prisms and wallets varying the type of grout and height of the prisms. The specimens grouted and ungrouted were tested under axial compression. The rupture modes of the specimens were also analyzed, and the results were compared with other researchers. Statistically the results showed that the grout causes increase in the compressive strength of the structural masonry of ceramic blocks, but this increase is not proportional with the strength of the grout. Even so, it is concluded that the grout is a viable alternative for the gain of resistances of the structures.

KEYWORDS: Structural masonry; Compressive strength; Grout; Ceramic blocks.

1 | INTRODUÇÃO

Gomes (1983) realizou um estudo em alvenaria armada de blocos cerâmicos. O autor buscou estabelecer a influência da resistência à compressão dos blocos, da argamassa e do graute na resistência das paredes. Gomes (1983) concluiu que, para o graute colaborar no aumento da resistência das paredes, é necessário que sua resistência seja, no mínimo, igual a dos blocos na área líquida. Ainda neste trabalho, o autor acrescenta que, em paredes submetidas à compressão simples, a resistência da argamassa de assentamento ideal é entre 70% da resistência a compressão dos blocos, mas não devendo ultrapassar a resistência à compressão dos mesmos na área líquida.

Mendes (1998) estudou o comportamento de blocos cerâmicos de elevada resistência mecânica (43,7 Mpa na área líquida e 22,9 Mpa na área bruta), grauteados, através de ensaios experimentais e análises teóricas em prisma. O autor observou que para perceber o aumento da carga de ruptura dos prismas grauteados, a resistência à compressão dos prismas deve ser sempre calculada com relação à sua área bruta, independente do prisma ser ou não grauteado.

Mendes (1998), destaca a influência da argamassa na resistência dos prismas devido ao fato do bloco cerâmico possuir uma alta resistência, exigindo compatibilização entre blocos e argamassas, ou seja, com a utilização de argamassas fortes, a resistência do graute não apresenta influência significativa na resistência à compressão do prisma. Em sua pesquisa, ao ensaiar prismas com argamassa e graute de diferentes resistências, foi obtido melhor resistência no prisma em que foi utilizado a argamassa mais rígida

(resistência à compressão em torno de 20 Mpa e módulo de elasticidade de 20,7 GPa) com o graute menos resistente (resistência à compressão em torno de 14 Mpa e módulo de elasticidade de 22,7 GPa). Os resultados, portanto, não estão de acordo com os obtidos por Gomes (1983) que afirmou que a resistência do graute deve ser pelo menos igual à resistência do bloco em relação à sua área líquida.

Arantes (2003) realizou sua pesquisa com o objetivo de estudar a influência do graute no aumento da capacidade de carga da alvenaria, através de ensaios de compressão em prismas de blocos cerâmicos. Com base nos resultados, o autor concluiu que independente do tipo de graute utilizado, a influência da argamassa na resistência do prisma foi pequena, com o aumento máximo de 21%, sendo que a argamassa era três vezes mais resistente que a outra. Outro fator observado com o aumento da resistência da argamassa foi o ganho de rigidez no prisma, levando a uma ruptura explosiva. O autor concluiu que é perfeitamente viável a utilização de técnicas de grauteamento da alvenaria cerâmica para ganho de resistência das estruturas.

O presente trabalho tem como objetivo fundamental analisar a influência do graute na resistência à compressão da alvenaria de blocos cerâmicos, mediante corpos de prova denominados: prismas e pequenas paredes, variando-se o tipo de graute e altura dos prismas.

2 | PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi constituído pela execução de testes em prismas e pequenas paredes de blocos cerâmicos grauteados e não grauteados, com o objetivo principal de estudar o comportamento da resistência à compressão da alvenaria. Os modelos experimentais foram divididos em três séries com a seguinte nomenclatura:

- a. Ce: sem graute – Blocos cerâmicos sem graute;
- b. CeG14: Blocos cerâmicos com graute G14
- c. CeG30: Blocos cerâmicos com graute G14

Por exemplo, a nomenclatura CeG14 significa: Ce = blocos cerâmicos; G14 (ou G30) = graute com resistência à compressão aproximadamente de 14 MPa (ou 30 MPa).

A Tabela 1 mostra o total de corpos de prova construídos para cada série.

Séries	Pequenas paredes	Prismas de dois blocos	Prismas de três blocos
Ce	6	6	6
CeG14	6	6	6
CeG30	6	6	6
Total	18	18	18

Tabela 1 - Quantidade de amostras para o estudo da alvenaria

O graute G14 é um graute de baixa resistência (14 MPa) comparado com o graute G30 que é de maior resistência (30 MPa). A Figura 1 mostra um esquema detalhado do assentamento das pequenas paredes de blocos cerâmicos tanto grauteadas como não grauteadas e a Figura 2 mostra um esquema dos prismas cerâmicos de dois e três blocos, onde, semelhante às paredes, todos os furos foram preenchidos com graute.

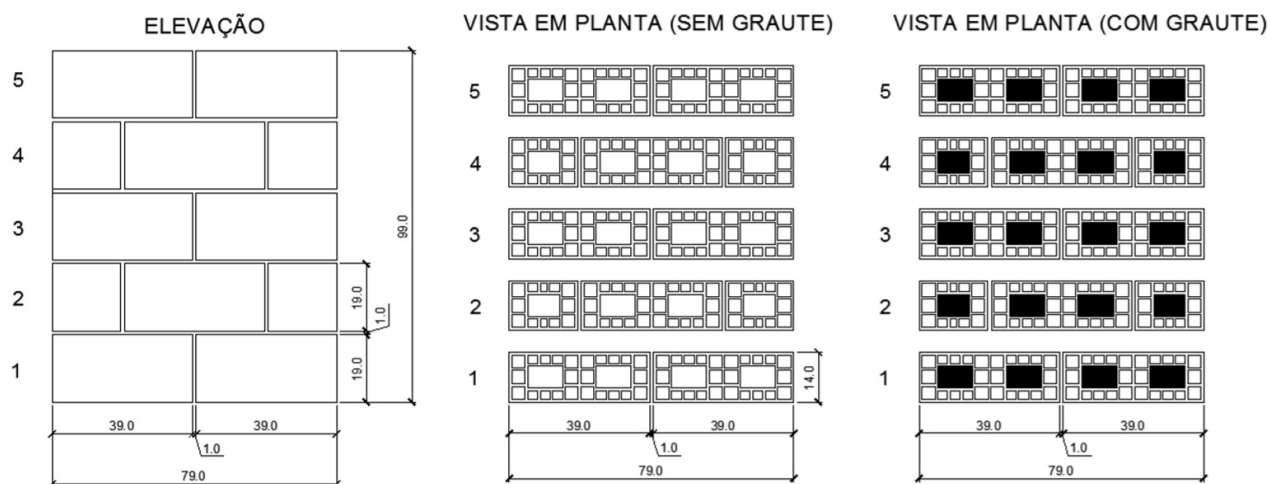


Figura 1 - Esquema das pequenas paredes de blocos cerâmicos grauteadas e não grauteadas

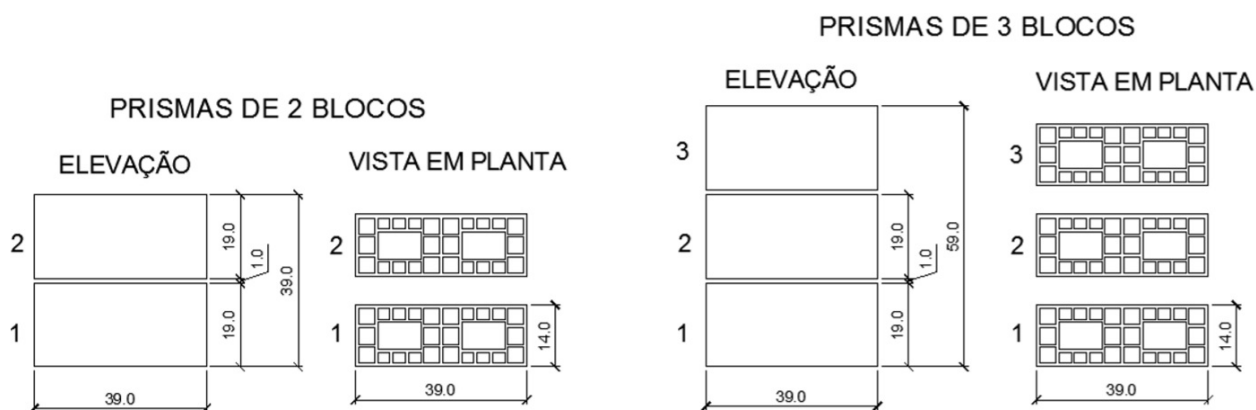


Figura 2 - Esquema dos prismas cerâmicos (medidas em cm)

A construção de todas as pequenas paredes e prismas foram feitas por um pedreiro experiente. Todos os prismas foram assentados com argamassamento total, sendo feito durante toda a execução dos corpos de prova, a verificação do nível, prumo e espessura das juntas. O grauteamento dos prismas foi feito após 24 horas de sua construção. Antes de verter o graute, todos os prismas foram molhados com água, o adensamento do graute foi feito com o uso de uma barra de ferro e sua superfície foi bem regularizada.

Para a instrumentação dos prismas foram utilizados quatro transdutores de deslocamento, dois em cada face posicionados na vertical conforme se ilustra na Figura 3, nas pequenas paredes por sua vez foram utilizados 6 transdutores, três em cada face, como é ilustrado na Figura 4. O ensaio foi executado na máquina servo-hidráulica universal marca INSTRON, modelo 8506 e a leitura dos dados feita com o sistema de aquisição

SYSTEM 5000. Os prismas foram submetidos ao ensaio de resistência à compressão com aplicação do carregamento com controle de deslocamento a uma velocidade de 0,02 mm/s, já nas pequenas paredes a velocidade adotada foi de 0,01 mm/s.

Quando necessário, foram utilizados testes estatísticos com o intuito de avaliar as diferenças dos resultados experimentais obtidos, a um determinado nível de significância. Os testes estatísticos foram o teste F, para a análise da homogeneidade das variâncias, e o teste T ou “t de Student” correspondente, para a análise das médias. Admitiu-se como hipótese nula, a igualdade das médias ou das variâncias dos dois conjuntos de dados, a um nível de significância de 5%.



Figura 3 - Esquema de ensaio da resistência à compressão dos prismas de blocos cerâmicos



Figura 4 - Esquema de ensaio da resistência à compressão das pequenas paredes cerâmicas

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 2 mostra um resumo das propriedades mecânicas dos componentes (bloco, argamassa e graute) utilizados na confecção dos elementos de alvenaria cerâmica e a Tabela 3 mostra as propriedades elásticas, lembrando que o módulo de deformação das

argamassas não foi obtido nesta pesquisa.

Resistência média à compressão dos blocos cerâmicos na A_{bruta} (MPa)	Resistência média à compressão dos blocos cerâmicos na $A_{líquida}$ (MPa)	Resistência à compressão da argamassa (MPa)			Resistência à compressão do graute (MPa)	
		Co	CoG14	CoG30	G14	G30
10,89	30,92	4,96	4,92	5,19	14,01	30,09

Tabela 2 - Propriedades mecânicas dos componentes utilizados na construção dos prismas e pequenas paredes cerâmicos

Módulo de elasticidade dos blocos cerâmicos na A_{bruta} (Mpa)	Módulo de elasticidade dos blocos cerâmicos na $A_{líquida}$ (MPa)	Módulo de elasticidade do graute (MPa)	
		G14	G30
3476,50	9876,43	20135,17	29011,67

Tabela 3 - Propriedades elásticas dos componentes utilizados na construção dos prismas e pequenas paredes cerâmicos

A maioria dos autores como: Mendes (1998), Calçada (1998), Romagna (2000), Logullo (2006), Mohamad (2007), etc. preferiram o estudo dos prismas de três blocos por amenizar efeitos de restrição e confinamento impostos aos prismas pelos pratos da prensa. Estes autores são praticamente unânimes na afirmação de que prismas grauteados com relação altura/espessura inferior a 3 (caso dos prismas de dois blocos) não rompem por compressão axial, mas sim por um estado tri-axial de compressão, gerado pelo confinamento ocasionado pelos pratos da prensa. Prismas de três blocos também são mais representativos do modo de ruptura da alvenaria, sendo o bloco do meio, totalmente desprovidos de confinamento pelos pratos da prensa.

Não obstante as normas brasileiras de blocos cerâmicos (ABNT NBR 15812-1: 2010) definem prisma como o conjunto composto pela justaposição de dois blocos de concreto, unidos por junta de argamassa, destinados ao ensaio de compressão axial. Esses ensaios em prismas são adotados como base para se calcular a resistência de projeto da alvenaria à compressão por muitas normas de cálculo. Os autores deste trabalho decidiram analisar a influência da resistência axial à compressão em ambos os casos, com prismas de dois e três blocos.

3.1 Prismas cerâmicos de dois blocos

A Tabela 4 apresenta os resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos prismas de blocos cerâmicos grauteados e não grauteados referindo-se à área bruta e à área líquida. A área bruta dos blocos cerâmicos deu um valor médio de 53966,64 mm² e o valor médio da área líquida foi de 18985,12 mm². A relação entre áreas dos blocos cerâmicos foi de 35,19%.

O módulo de elasticidade referido na área bruta para todos os prismas foi determinado

pela linha secante na curva tensão vs deformação entre os pontos 5% e 33% da carga de ruptura. Segundo Mendes (1998) este procedimento desconsidera as possíveis perturbações inerentes no início do carregamento dos prismas.

Séries		Força (kN)	Resistência média à compressão dos blocos de concreto na A_{bruta} (Mpa)	Resistência média à compressão dos blocos de concreto na $A_{líquida}$ (MPa)	Módulo de elasticidade
Co	Média	188,38	3,45	9,81	3266,50
	D.P.	19,08	0,35	0,91	197,34
	C.V. (%)	10,13	10,13	9,25	6,04
CoG14	Média	282,34	5,17	7,89	6841,83
	D.P.	64,39	1,18	1,80	1289,33
	C.V. (%)	22,81	22,81	22,81	18,84
CoG30	Média	336,53	6,16	9,40	5246,71
	D.P.	16,82	0,31	0,47	746,94
	C.V. (%)	5,00	5,00	5,00	14,24

Tabela 4 - Resultados da caracterização dos prismas cerâmicos de dois blocos grauteados e não grauteados

Na análise dos dados experimentais dos prismas cerâmicos é necessário que se faça uma distinção entre suas resistências à compressão na área bruta e na área líquida. A resistência à compressão na área líquida é obtida dividindo a carga aplicada no prisma para sua ruptura pela área efetiva do mesmo, ou seja, sem contar os vazios dos blocos. E a resistência à compressão na área bruta é obtida dividindo a carga máxima pela área total, ou seja, tendo em conta os vazios das unidades. No Brasil, o meio técnico trabalha com resistências brutas dos blocos, isto leva a consideração do efetivo aumento da carga de ruptura dos prismas grauteados. Neste trabalho, apesar de serem fornecidos os resultados em relação à área bruta e líquida, todas as comparações dos prismas grauteados e não grauteados serão feitas em relação à área bruta.

De acordo com a resistência média à compressão dos prismas de dois blocos cerâmicos apresentados na Tabela 4, pode-se dizer que os prismas grauteados foram mais resistentes que os prismas não grauteados com relação à área bruta. Isso também foi comprovado estatisticamente para um nível de significância de 5%, ou seja, a resistência à compressão dos prismas ocos foi significativamente menor que a resistência à compressão dos prismas grauteados. E entre os grauteados os prismas com o graute G30 (graute forte) apresentaram maior resistência que os prismas com o graute G14 (graute fraco), mas estatisticamente essas resistências à compressão dos prismas para os dois tipos de grautes não foram significativamente diferentes. Portanto, pode-se concluir que a presença do graute influencia na resistência à compressão dos prismas de dois blocos, mas o aumento da resistência à compressão dos prismas não é proporcional ao aumento da resistência do graute. Estes resultados estão em concordância com os de Miranda

(2012), onde confirma que o preenchimento do prisma de dois blocos com grautes de diferentes resistências não influencia na resistência à compressão do mesmo.

3.1.1 Modo de ruptura dos prismas de dois blocos cerâmicos

A Figura 5 ilustra o modo de ruptura dos prismas da série Ce, não grauteados e as Figura 6 ilustra o modo de ruptura dos prismas grauteados com graute G14, já os prismas com graute G30 não serão apresentados pois tiveram uma ruptura similar aos de G14. A Figura 7 e Figura 8 apresentam respectivamente, os diagramas tensão vs deformação dos prismas cerâmicos das três séries ensaiadas.



Figura 5 - Modo de ruptura dos prismas cerâmicos de dois blocos da série Ce (não grauteados)



Figura 6 - Modo de ruptura dos prismas cerâmicos de dois blocos da série CeG14 (graute G14)

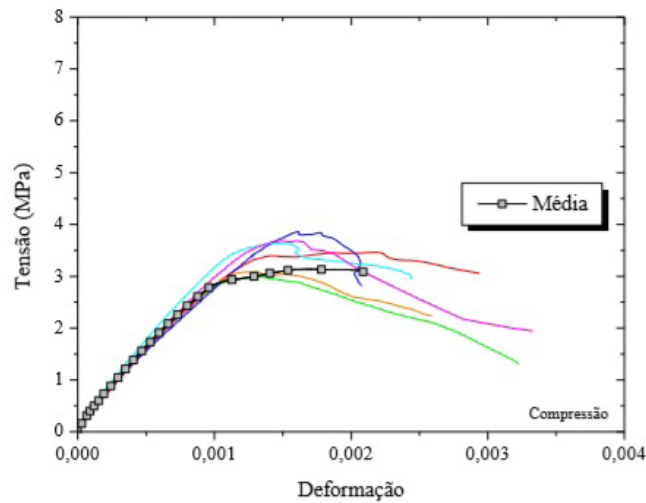


Figura 7 - Curva tensão vs deformação dos prismas cerâmicos de dois blocos da série Ce (não grauteados)

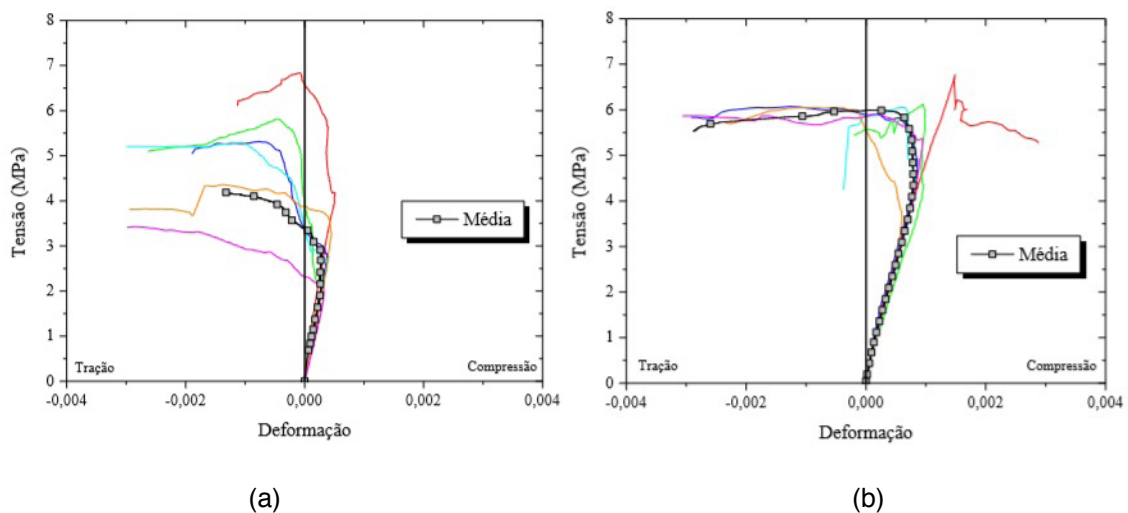


Figura 8 - Curva tensão vs deformação dos prismas cerâmicos de dois blocos da série CeG14 (a) e CeG30 (b)

Os prismas grauteados, tanto com o graute G14 como com o graute G30, tiveram uma ruptura de forma mais destrutiva em comparação com os prismas não grauteados. A ruptura ocorreu por desprendimento das quatro faces dos prismas, produto da expansão lateral do graute devido a deformações inelásticas provocadas pela sua microfissuração. As faces do bloco tendem a impedir essa deformação e a confiná-lo, resultando em um estado de tensões de tração. É por essa razão que na representação gráfica da Figura 8 percebe-se que nos estados iniciais de carregamento há uma compressão evidente, porém, com o incremento das solicitações, as curvas mudam de inclinação devido a uma concentração de tensão em um dos lados dos prismas e ao surgimento de trincas localizadas que produzem rotação na amostra e uma relaxação nas medidas de deformação. Nota-se nos prismas com graute G14 a primeira trinca deve ter surgido para um nível de tensão/resistência de 0,5 e para os prismas com graute G30 a proporção tensão/resistência começou relaxar em uma proporção próxima a 0,80. De maneira geral foi possível observar que a ruptura ocorreu sempre por tração horizontal tanto na parede

longitudinal ou transversal do bloco. Observa-se também o confinamento sofrido pelos prismas junto ao topo e à base, como esperado.

Já os prismas não grauteados tiveram um comportamento diferente, segundo a Figura 7 percebe-se que os mesmos desde o início até o fim do ensaio apresentaram encurtamento devido à força de compressão aplicada. Verificou-se o surgimento de esmagamentos localizados, sobretudo na junta de argamassa, esfacelamentos das superfícies dos blocos e a propagação de fissuras até a ruptura (ver Figura 5).

3.2 Prisma cerâmico de três blocos

A Tabela 5 apresenta os resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos prismas de blocos cerâmicos grauteados e não grauteados referindo-se à área bruta e líquida.

Séries		Força (kN)	Resistência média à compressão dos blocos de concreto na A_{bruta} (Mpa)	Resistência média à compressão dos blocos de concreto na $A_{líquida}$ (MPa)	Módulo de elasticidade
Co	Média	171,89	3,15	8,95	3481,80
	D.P.	25,93	0,47	1,35	295,89
	C.V. (%)	15,09	15,09	15,09	8,50
CoG14	Média	267,79	4,89	7,48	5898,08
	D.P.	49,93	0,91	1,40	761,24
	C.V. (%)	18,65	18,63	18,65	12,91
CoG30	Média	277,68	5,07	7,76	7160,62
	D.P.	29,73	0,56	0,83	401,23
	C.V. (%)	10,71	11,14	10,71	5,60

Tabela 5 - Resultados da caracterização dos prismas cerâmicos de três blocos grauteados e não grauteados

É possível observar na Tabela 5 que tanto quanto os prismas de dois blocos, os prismas de três blocos grauteados foram mais resistentes que os prismas ocos (estatisticamente essa colocação foi verificada), e dentre os grauteados os prismas com graute G30 (graute forte) apresentaram maior resistência que os prismas com o graute G14 (graute fraco), mas essa diferença não foi significativamente diferente segundo o teste estatístico realizado. Portanto, a resistência do graute parece não ter influência na resistência à compressão dos prismas grauteados, mas a presença do graute sim influencia na resistência à compressão da alvenaria oca.

Mendes (1983) e Grohmann (2006) quando aumentaram a resistência à compressão do graute, a resistência à compressão do prisma diminuiu. Também quando utilizaram uma argamassa mais fraca e uma argamassa mais forte o aumento da resistência foi imperceptível, apenas 2%. Já Arantes (2003) quando aumentou a resistência à compressão do graute, teve um acréscimo significativo na compressão dos prismas (17%). As diferenças

desses estudos com os deste trabalho podem estar associadas ao tipo de argamassa e resistência à compressão das unidades. É por isso que na alvenaria grauteada influencia as propriedades mecânicas e elásticas de todos os materiais que a compõem, ficando difícil chegar a um consenso unânime.

3.2.1 Modo de ruptura dos prismas de três blocos cerâmicos

As Figuras 9 e 10 mostram o modo de ruptura dos prismas cerâmicos de três blocos. A Figura 11 e Figura 12 apresentam respectivamente, os diagramas tensão vs deformação dos prismas cerâmicos das três séries ensaiadas.



Figura 9 - Modo de ruptura dos prismas cerâmicos de três blocos da série Ce (não grauteados)



Figura 10 - Modo de ruptura dos prismas cerâmicos de três blocos da série CeG30 (graute G30)

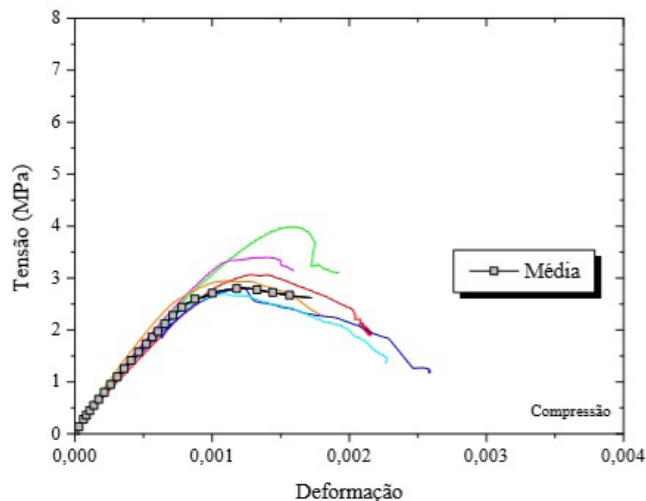


Figura 11 - Curva tensão vs deformação dos prismas cerâmicos de três blocos da série Ce (não grauteados)

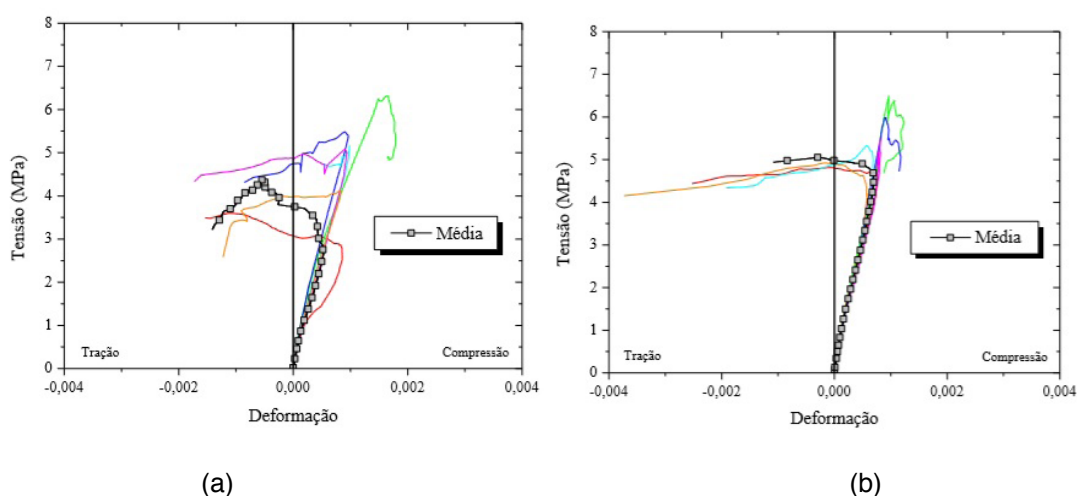


Figura 12 - Curva tensão vs deformação dos prismas cerâmicos de três blocos da série CeG14 (a) e CeG30 (b)

A ruptura dos prismas de dois e três blocos foi muito similar. Durante os ensaios, foi observado que o modo de ruptura dos prismas grauteados ocorreu por desprendimento das quatro faces dos prismas (tração nos blocos). Primeiro apareceram fissuras verticais nas arestas e nas faces dos prismas com posterior destacamento de todas as faces. O graute interno permaneceu aparentemente íntegro. Nota-se na Figura 12 e analisando-se a curva média como os prismas grauteados com graute G14 romperam com 4,5 MPa e a primeira trinca ocorreu provavelmente com 2,5 MPa. Já para os prismas com graute G30, a curva média de ruptura foi de aproximadamente 5 MPa, mas a primeira trinca ocorreu próximo aos 4,5 MPa, semelhante ao ocorrido com os prismas de dois blocos. Esta forma de colapso apresentada pelo prisma grauteado também foi observada por Mendes (1998) e Camacho (1995). Nos prismas sem graute não foi observada nenhuma formação de fissuras até a carga de ruptura.

3.3 Comparação entre os prismas cerâmicos de dois e três blocos

A Figura 13 faz uma comparação dos valores da resistência média à compressão dos prismas cerâmicos de dois e três blocos para cada série.

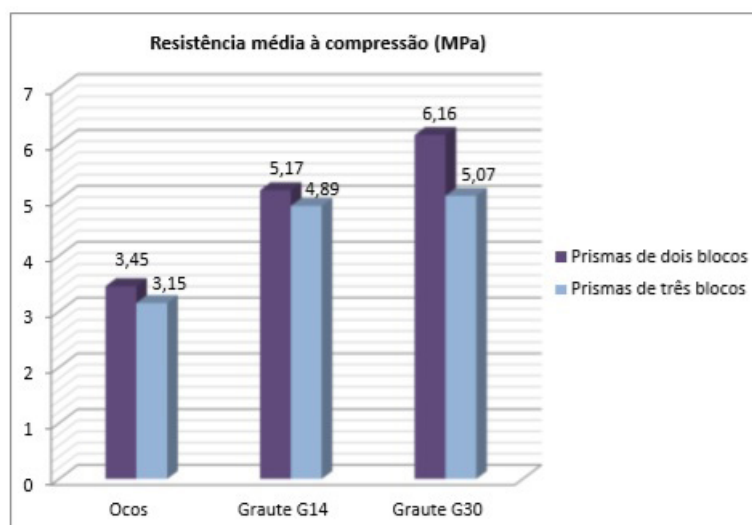


Figura 13 - Resistência média à compressão dos prismas cerâmicos de dois e três blocos

Segundo os valores representados na Figura 13 pode-se dizer de maneira geral que os prismas cerâmicos de dois blocos apresentaram resistência à compressão superior à dos prismas de três blocos, o que pode estar associado ao efeito de confinamento, como já foi comentado anteriormente. Sempre é bom ter em mente que quanto maior e mais perto do elemento parede é o corpo de prova ensaiado menor será a resistência à compressão obtida no ensaio, porém mais próximo do real será o resultado. Por exemplo, resultados de ensaios de resistência à compressão de blocos são superiores aos de prismas, que por sua vez são maiores que os de pequenas paredes, maiores também que os de parede inteira (PARSEKIAN E SOARES, 2010).

3.4 Resistência à compressão das pequenas paredes de blocos cerâmicos

A seguinte Tabela 6 mostra os resultados obtidos na caracterização das pequenas paredes das séries de blocos cerâmicos.

Séries		Força (kN)	Resistência média à compressão dos blocos de concreto na A_{bruta} (Mpa)	Resistência média à compressão dos blocos de concreto na $A_{líquida}$ (MPa)	Módulo de elasticidade
Co	Média	435,76	3,94	10,94	3919,21
	D.P.	83,76	0,76	2,10	459,16
	C.V. (%)	19,22	19,25	19,22	11,72
CoG14	Média	805,69	7,29	10,97	10251,57
	D.P.	94,66	0,86	1,29	1231,41

	C.V. (%)	11,75	11,76	11,75	12,01
CoG30	Média	565,14	5,11	7,70	7613,08
	D.P.	59,64	0,55	0,81	1153,90
	C.V. (%)	10,55	10,68	10,55	15,16

Tabela 6 - Resultados da caracterização das pequenas paredes cerâmicas grauteadas e não grauteadas

A Tabela 6 mostra claramente que em relação à área bruta, as pequenas paredes grauteadas tiveram maiores resistência à compressão e módulo de elasticidade que as pequenas paredes não grauteadas. Estatisticamente, para um nível de significância de 5%, os valores de resistência à compressão das paredes grauteadas foi significativamente maior que para as não grauteadas. Portanto, nas pequenas paredes a presença do graute exerceu influência significativa para aumentar sua resistência, ou seja, a pequena parede grauteada suportou mais carga que a pequena parede oca. Assim pode-se concluir que a técnica de grauteamento dos furos para se obter aumento da resistência à compressão de paredes é uma técnica bastante viável. Gomes (1983), Miranda (2012) e Garcia (2000) chegaram à mesma conclusão.

Já entre as grauteadas, aquelas com graute G14 (graute fraco) apresentaram um comportamento melhor que as com graute G30 (graute forte). A análise estatística neste caso permitiu concluir, a um nível de significância de 5%, que as médias dos valores de resistência à compressão são diferentes. Portanto, o aumento da resistência do graute não produziu o aumento da resistência à compressão das pequenas paredes de blocos cerâmicos.

3.4.1 Modo de ruptura das pequenas paredes cerâmicas

A seguir a Figura 14 e Figura 15 mostram o modo de ruptura das pequenas paredes de blocos cerâmicos. A Figura 16 e Figura 17 apresentam, os diagramas tensão vs deformação das paredes cerâmicas das três séries ensaiadas.

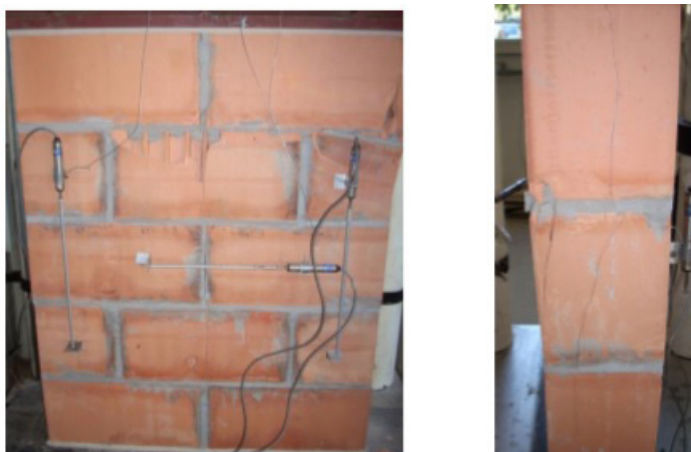


Figura 14 - Modo de ruptura das pequenas paredes cerâmicas da série Ce (não grauteadas)



Figura 15 - Modo de ruptura das pequenas paredes cerâmicas da série CeG14 (graute G14)

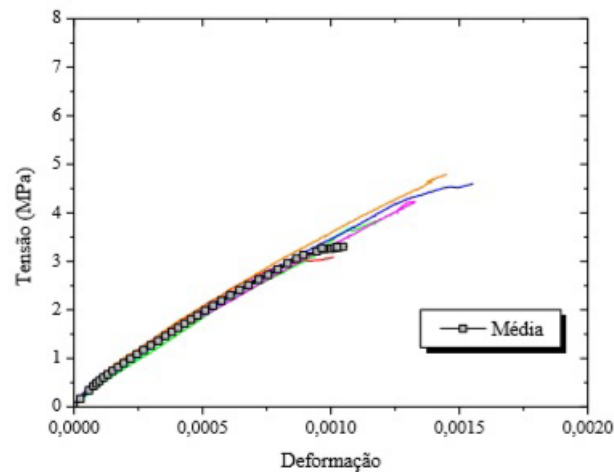


Figura 16 - Curva tensão vs deformação das paredes cerâmicas da série Ce (não grauteadas)

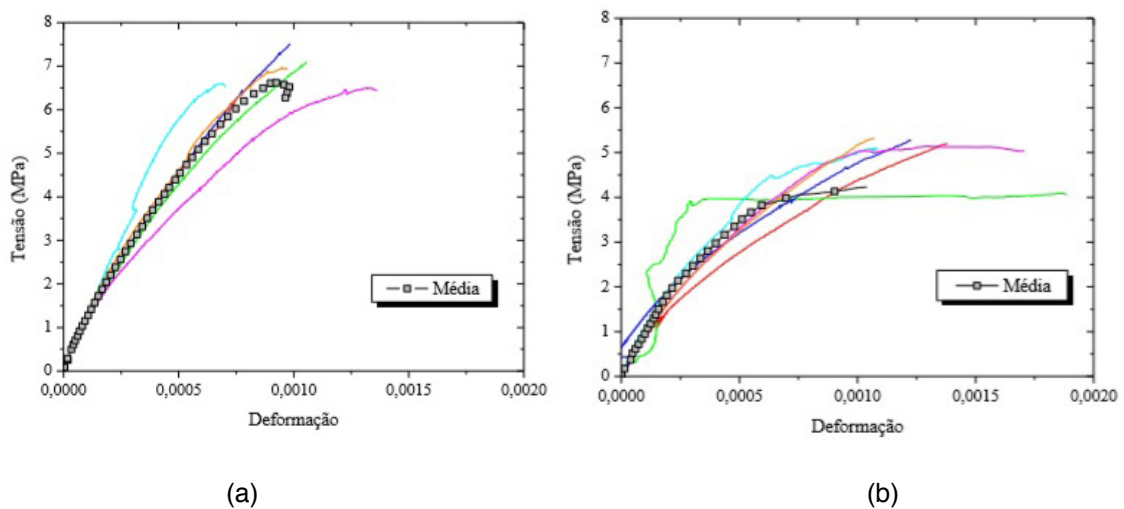


Figura 17 - Curva tensão vs deformação das paredes cerâmicas da série CeG14 (a) e CeG30 (b)

Nas paredes grauteadas houve fissuração vertical das seções transversais, deslocamento das faces longitudinais e ruptura dos blocos. Nas paredes não grauteadas, a ruptura foi menos acentuada com esmagamento dos blocos na face frontal e aparecimento de fissuras verticais nas faces das suas espessuras.

O modo de ruptura das paredes de alvenaria de blocos cerâmicos, submetidas à compressão simples perpendicular à junta horizontal, caracteriza-se pelo aparecimento

de fissuras verticais, paralelas à atuação da carga. Na maioria dos casos essas fissuras começam na junta vertical intermediária da parede e progridem até cortar o bloco ou nas seções transversais. Essas trincas são as principais responsáveis pela ruptura do conjunto.

4 | CONCLUSÃO

Quanto ao modo de ruptura dos prismas ensaiados, os prismas cerâmicos grauteados se caracterizaram pelo deslocamento das suas faces longitudinais, já nas pequenas paredes foi possível observar o aparecimento de uma fissura vertical na junta vertical que progrediu cortando as unidades ao meio. Também foram visíveis fissuras de grande envergadura na face lateral das mesmas.

Os prismas de dois blocos apresentaram resistências superiores aos prismas de três blocos. Isso pode estar associado a que os prismas de dois blocos não rompem por compressão axial, mas sim por um estado tri-axial de compressão, gerado pelo confinamento ocasionado pelos pratos da prensa. Este estado tri-axial de compressão gera valores de resistência maiores que os de compressão axial.

Com os resultados obtidos, observa-se que quanto mais se aproxima o elemento ensaiado da escala real, menos, o acréscimo de resistência do graute influencia no acréscimo da resistência do elemento. Mesmo com ganhos de resistência entre os prismas de dois e três blocos, grauteados com graute G14 e G30, o ganho não foi significativo. Já nas pequenas paredes, foi observado um decréscimo da resistência do elemento grauteado com graute G30 em relação ao grauteado com o graute G14.

Conclui-se que a melhor alternativa para o aumento da resistência à compressão foi a do graute mais fraco (graute G14). Os resultados demonstraram que a resistência da alvenaria não aumenta proporcionalmente com o aumento da resistência do graute. Muitos pesquisadores chegaram à mesma conclusão, como já foi comentado anteriormente.

REFERÊNCIAS

MENDES, R. J. K. (1998). **Resistência à compressão de alvenaria de blocos cerâmicos estruturais**. 185f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

CORRÊA, M. R. S. (2012). **Alvenaria estrutural: Interação de paredes e eficiência do grauteamento sob solicitações combinadas**. Projeto de pesquisa. Programa de pós-graduação em engenharia de estruturas, 2012.

GROHMANN, L. Z. (2006). **Análise do comportamento de prismas grauteados de alvenaria estrutural cerâmica**. 160f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2006.

CALÇADA, L. M. L. (1998). Avaliação do comportamento de prismas grauteados e não grauteados de blocos de concreto. 167f. Dissertação (Mestrado)- Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

LOGULLO, B. C. (2006). Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento da alvenaria de blocos de concreto. 192f. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP, Ilha Solteira, São Paulo, 2003.

MOHAMAD, G. (2007). Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão. 290f. Tese (Doutorado), Universidade do Minho - Escola de Engenharia, Portugal, 2007.

ROMAGNA, R. H. (2000). Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados. 195f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

MIRANDA, L. A. (2012). Estudo do efeito do não preenchimento das juntas verticais e eficiência do graute na resistência da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos. 206f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2012.

PARSEKIAN, G. A.; SOARES. M. M. (2010). Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos projeto, execução e controle. 1.ed. São Paulo: O nome da Rosa

GARCIA, P.D. (2000). Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos. 115f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

GOMES, N. S. (1983). A resistência das paredes de alvenaria. 190f. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1983.

CAMACHO, J.S. (1995). Contribuição de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica. 157f. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

ARANTES, C. A. (2003). Influência do graute na alvenaria estrutural cerâmica. 175p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2003.

INSPEÇÃO PRELIMINAR E MONITORAMENTO DE EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO EM BRASÍLIA

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 06/03/2020

Matheus Nunes Reis

Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UNB
Brasília – DF

<http://lattes.cnpq.br/9485335499246197>

Jorge Antonio da Cunha Oliveira

Centro Universitário de Brasília, Departamento de Engenharia Civil
Brasília – DF

<http://lattes.cnpq.br/7105838490440968>

Jocinez Nogueira Lima

Centro Universitário de Brasília, Departamento de Engenharia Civil
Brasília – DF

<http://lattes.cnpq.br/9484416685641895>

RESUMO: No presente trabalho foi realizada uma análise estrutural da edificação localizada na SEP 507, bloco do Banco de Brasília – BRB no pavimento térreo, e agência do Departamento de Trânsito do Distrito Federal – Detran DF no pavimento superior, em função de um laudo fornecido pela FOX Engenharia solicitando a evacuação de prédio devido ao surgimento de trincas e fissuras originadas

próximo ao local do cofre do estabelecimento. O laudo fornecido pela FOX Engenharia foi apresentado após o surgimento das fissuras e trincas causando preocupação do gerente com relação a segurança de todos os funcionários e clientes do banco que frequentam o local durante o horário de expediente. Esta avaliação consistiu na realização de inspeção visual, coleta de informações com funcionários da agência, registros fotográficos, análise de documentação e projeto para elaboração do estudo em função do diagnóstico, procedendo-se com a classificação da análise de risco das patologias identificadas. Por fim, foram sugeridas novas análises necessárias para melhor entendimento caso os elementos afetados continuassem a piorar, assim como medidas corretivas.

PALAVRAS-CHAVE: Inspeção, Monitoramento, Análise Estrutural, Concreto Armado

ABSTRACT: In the present work a structural analysis of the building located in the SEP 507, block of the Bank of Brasilia - BRB in the ground floor, and agency of the Department of Traffic of the Federal District - Detran DF in the upper floor was performed, based on an award provided by FOX Engineering requesting the

evacuation of building due to the appearance of cracks and fissures originating near the site of the establishment's safe. The report provided by FOX Engenharia was presented after the appearance of fissures and cracks causing concern of the manager regarding the safety of all employees and clients of the bank who frequent the place during office hours. This evaluation consisted in the accomplishment of visual inspection, information collection with agency employees, photographic records, analysis of documentation and project to elaborate the study in function of the diagnosis, proceeding with the classification of the risk analysis of the pathologies identified. Finally, new analyzes were suggested for a better understanding if the affected elements continued to worsen, as well as corrective measures.

KEYWORDS: Inspection, Monitoring, Structural Analysis, Reinforced Concrete

1 | INTRODUÇÃO

Tomar nota das condições estruturais de uma edificação é imprescindível na prevenção de acidentes e de maiores danos, sendo que podem levar parte ou conjunto de elementos à instabilidade e até possível ruptura. O caso recorrente do surgimento de sinais que indicam insuficiência da resistência numa estrutura pré-existente traz preocupações aos seus usuários.

A edificação estudada do Banco de Brasília - BRB é mais um exemplo que mostra a importância da inspeção, análise e monitoramento na conclusão sobre a concepção estrutural. Segundo Helene (1988) é possível avaliar sem dificuldades as manifestações patológicas devido ao maior conhecimento de mecanismos agressivos aos materiais e à tecnologia desenvolvida. Toda edificação necessita de manutenção para garantir o seu desempenho e vida útil.

O Código Modelo MC-90 (CEB-FIP, 1991) determina que as edificações de concreto devem ser formadas de tal modo que não necessitem de altos custos para seu restabelecimento e reparo, o que muitas vezes não ocorre. É natural o desgaste dos materiais constituintes, especialmente em construções mal executadas. Apesar disso, a deterioração não é o problema em si, mas sim a maneira e o grau em que este se degrada (ROSTAM, 1991). Sendo assim, encontra-se a importância do estudo das patologias nas construções.

2 | DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A edificação em estudo está localizada no endereço: SEPN Quadra 507, Bloco D, Lote 04, Asa Norte. Sob as coordenadas 15°45'60"S 47°53'23"O. (Figura 01). A Agência do Banco de Brasília se encontra em um edifício comercial destinado a pontos comerciais do Governo do Distrito Federal – GDF.

A edificação foi executada em estrutura de concreto armado construída em cima de um talude com fundação tipo tubulão. Sua concepção contém dois pavimentos, sendo o térreo destinado a Agência do Banco de Brasília – BRB, e o pavimento superior para o Departamento de Trânsito do Distrito Federal – Detran. A Figura 02 mostra a fachada frontal. Fachadas Leste e Oeste são feitas com revestimento gail (Figura 03) e os revestimentos da Fachadas Norte e Sul são feitas em granito (Figura (04)).

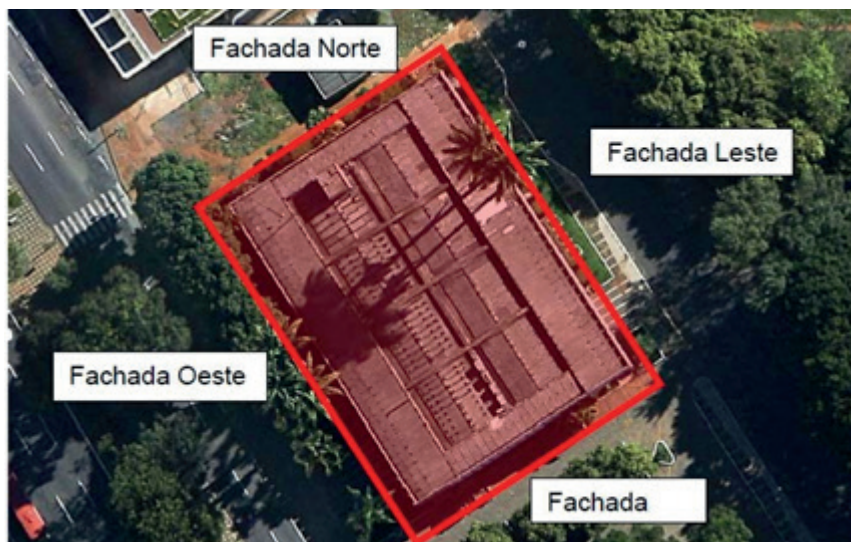


Figura 01 – Imagem como localização da agência do banco de Brasília



Figura 02 – Fachada frontal da Agência do Banco do Brasil.



Figura 03 – Revestimento gail nas fachadas leste (esquerda) e oeste (direita).



Figura 04 – Revestimento em granito nas fachadas norte (esquerda) e sul (direita).

A edificação foi construída sobre um plator conforme apresentado nas Figuras 05 e 06.

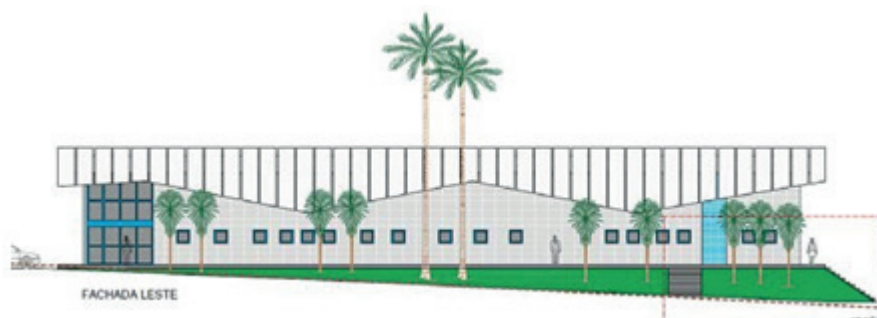


Figura 05 – Croqui da fachada leste.

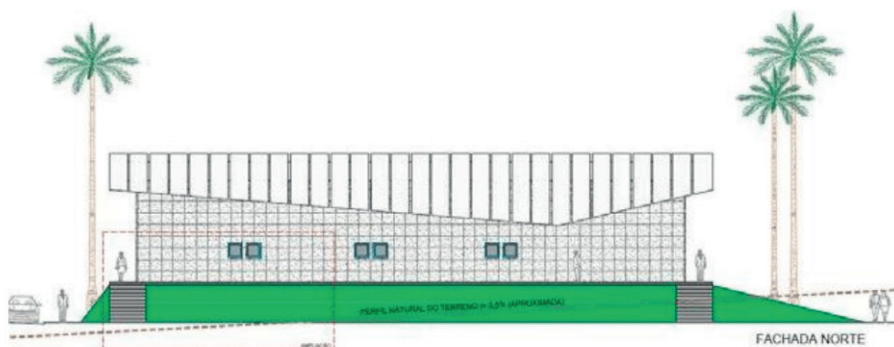


Figura 06 – Croqui da fachada norte.

3 | INSPEÇÕES E MONITORAMENTOS

Vale ressaltar que se buscou levantar in loco a definição das características gerais e específicas da edificação. Nesta etapa, as manifestações patológicas foram identificadas, principalmente, através de inspeções visuais, coletas de registros fotográficos e registros com câmera termográfica.

Primeiramente foi realizada uma inspeção preliminar com registros fotográficos e

verificação de possíveis manifestações patológicas. Em seguida foram realizados registros fotográficos dos fenômenos patológicos encontrados no local e o início do procedimento de colmatação para monitoramentos

Além da análise visual, alguns equipamentos foram utilizados para auxiliar nestas inspeções, são eles: câmera fotográfica semiprofissional, câmera termográfica e fissurômetro. De modo geral a edificação encontra-se em estado satisfatório de conservação, apresentando apenas algumas manifestações patológicas. As principais manifestações patológicas encontradas nas dependências das edificações foram sinais de infiltrações, trincas/fissuras, recalque e deformação estrutural.

4 | MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

A edificação se encontra com alguns pontos de infiltração no pavimento superior onde se localiza o Detran – DF, como ilustrado nas Figuras 07 e 08.



Figura 07 – Ponto de infiltração na laje de cobertura do corredor do Detran.



Figura 08 – Detalhes A (esquerda) e B (direita) da figura 07.

As causas de infiltração são variadas, ocorre quando a água atravessa uma barreira

protetora chegando ao interior da edificação e prejudicando os materiais constituintes.

A partir das informações coletadas e registradas, supõe-se que algumas telhas podem estar deixando a água passar para a parte da laje que não é impermeabilizada, causando a infiltração.

Na edificação onde se localiza a Agência do BRB, foi possível classificar as aberturas em trincas e rachaduras por meio da utilização de fissurômetro. Uma abertura na horizontal localizada em um ponto da alvenaria externa da sala do cofre, ilustrada na Figura 09, é classificada como rachadura, pois tem espessura de 2,5 mm.

Esta tipologia de trinca/rachadura é proveniente da movimentação estrutural que ocorreu na edificação e por ser dois materiais distintos, no caso alvenaria de vedação na parte inferior e concreto armado na parte superior.



Figura 09 – Rachadura na parede externa da sala do cofre.

Em outro ponto da vedação externa da sala do cofre, encontra-se uma trinca na diagonal, com espessuras que variam de 1,0 mm a 1,4 mm. A sala do cofre encontra-se dentro de um ambiente e contém uma porta de ferro protegida por um sistema de segurança com alarme. Acima da porta há uma rachadura dos dois lados da alvenaria. No lado externo à sala na alvenaria superior a porta de entrada há uma rachadura de 1,6 mm de espessura, ilustrada na Figura 10.



Figura 10 – Alvenaria externa acima da porta de segurança da sala do cofre.

Durante a vistoria, foi observado que não há presença de verga na porta que dá acesso à sala do cofre conforme a Figura 11, que pode ter contribuído para o surgimento da trinca neste local. A partir de oitavas dos funcionários houve um episódio em que a porta ficou presa e houve a necessidade de corte e posteriormente solda da extremidade superior esquerda da porta.



Figura 11 – Porta de entrada ao cofre sem verga.

As aberturas identificadas precisaram ser monitoradas durante a fase de elaboração do estudo para verificar se elas são ativas, ou seja, se há variação da abertura em função de movimentações da estrutura.

Para essa verificação foi utilizado o método de colmatação, que consiste no preenchimento dos espaços abertos com argamassa de gesso. Caso ocorra movimentação

da estrutura, trincas surgirão nos locais onde o gesso foi aplicado. Esse processo foi acompanhado por 7 (sete) dias pela urgência da necessidade de restituição das utilizações do local. Entretanto esse intervalo de monitoramento é considerado pequeno para se fazer uma análise estrutural com resultados de precisão.

Foi feita a primeira inspeção preliminar com registros fotográficos das Figuras anteriores que ilustram algumas das aberturas encontradas no local. Após a verificação das aberturas, foi iniciado o processo de colmatação aplicando argamassa de gesso em todas as paredes com trincas e rachaduras, procedimento ilustrado na Figura 12.



Figura 12 –Trinca em alvenaria da edificação.

Foi realizado o acompanhamento para verificar as aberturas cobertas de argamassa de gesso. Como ilustrado das Figuras 13 a 17, pode-se perceber que não houve trincas na argamassa de gesso e conseqüentemente a estrutura não se movimentou.



Figura 13 – Monitoramento da rachadura na parede externa do cofre, aparentemente não ativa.

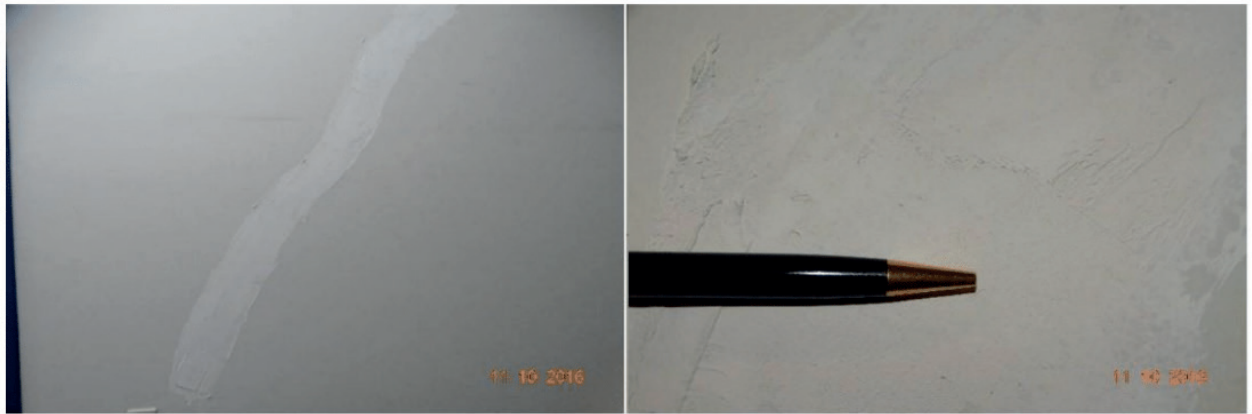


Figura 14 – Monitoramento da trinca na parede externa do cofre, aparentemente não ativa.



Figura 15 – Monitoramento da rachadura na alvenaria externa acima da porta de acesso do cofre, aparentemente não ativa.



Figura 16 – Monitoramento da trinca na alvenaria interna acima da porta de acesso do cofre, aparentemente não ativa.



Figura 17 – Monitoramento da rachadura na alvenaria interna no canto esquerdo da sala do cofre, aparentemente não ativa.

Constatou-se que a edificação foi construída sobre um aterro conforme apresentado nas Figuras 18 e 19. Este aterro pode ter sofrido deformação do maciço que pode ter contribuído para a deformação estrutural e ter originado as fissuras e trincas iniciais.

Durante a inspeção foi observado que existem falhas na parte inferior das calçadas externas, principalmente ao lado esquerdo na Fachada Norte, comentado anteriormente, justamente onde há o maior aterro, conforme ilustrado na Figura 20. Pode se observar que há um espaço vazio entre o terreno, considerado aterro, e a laje de concreto por uma acomodação do solo.

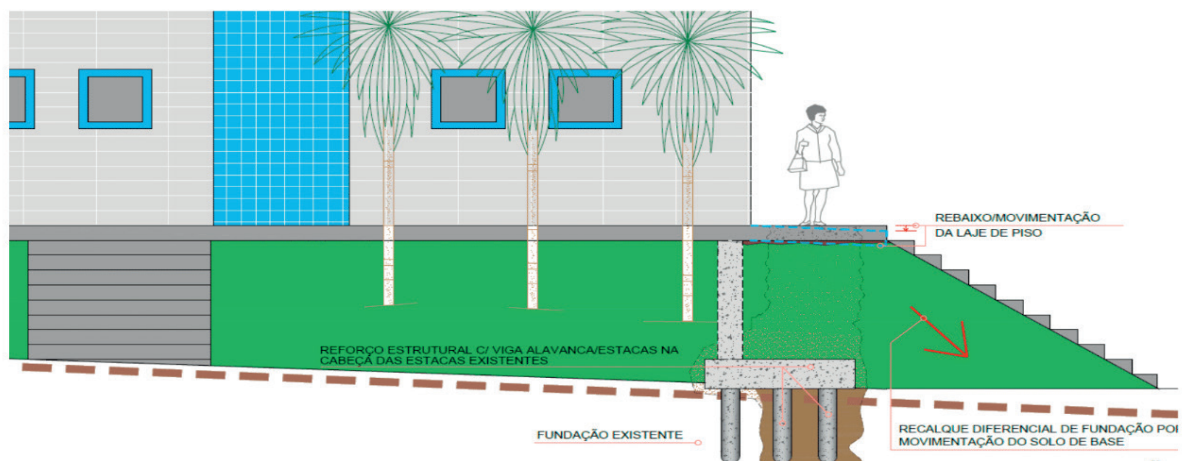


Figura 18 – Croqui esquemático da edificação sobre aterro.

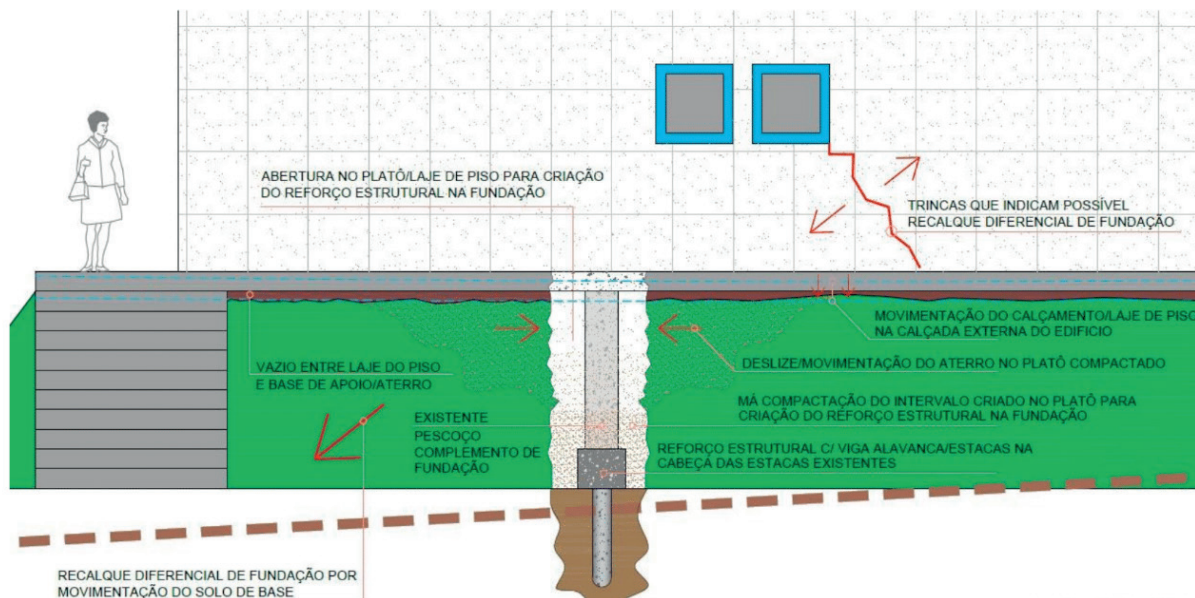


Figura 19 – Croqui esquemático da viga alavanca executada como reforço.



Figura 20 – Falha na parte interior da calçada externa na fachada norte.

Foi observado também que quando houve a movimentação dessa laje, considerada calçada, surgiram aberturas entre o piso e a parede, Figuras 21 e 22.



Figura 21 – Abertura entre piso e parede.

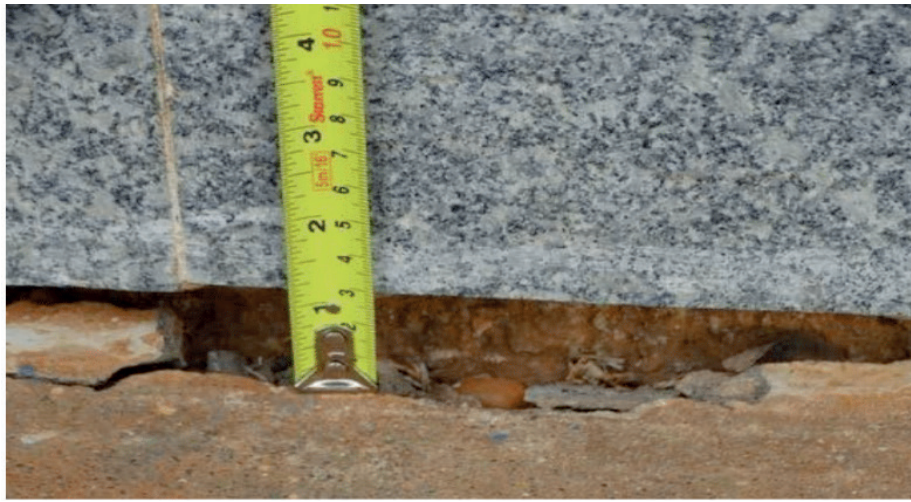


Figura 22 – Abertura de 3 (três) cm entre piso e parede.

Justamente nessa região pode estar ocorrendo infiltração durante chuvas, limpezas, ou qualquer outro evento que utilize água, perto dessa superfície, pois essa é uma passagem para água que resultará em um rebaixamento cada vez maior ocasionando uma maior movimentação mesmo ocorrendo embaixo da viga baldrame.

Segundo oitivas dos funcionários do banco, durante a colocação de um cofre foi criada uma viga alavanca, demonstrada na Figura 23.



Figura 23 – Croqui da área da sala do cofre onde há reforço estrutural.

Verificando os espaços vazios criados por uma acomodação do solo, foi realizado um registro fotográfico da parte interna através de uma microcâmera conforme Figura 24.

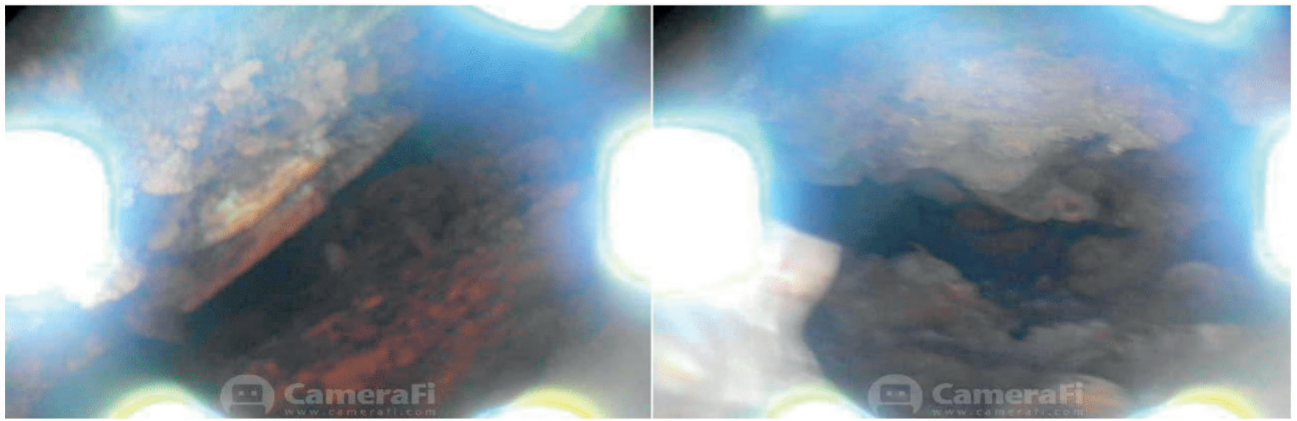


Figura 24 – Parte interna abaixo da calçada com espaços vazios devido a movimentação do solo.

As imagens acima não ficarão tão nítidas, porém pode se observar que existe um espaço vazio entre o piso e o terreno natural.

As causas do recalque do solo do edifício da Agência do BRB podem ter sido originadas a partir das deformações do solo, má compactação e umidade excessiva que carregou o solo e fez com que a estrutura trabalhasse originando a abertura das fissuras/trincas e rachaduras na alvenaria.

5 | ANÁLISE E RECOMENDAÇÕES

Após a execução do monitoramento das aberturas, e coleta de informações, observou-se que as aberturas que surgiram são classificadas em trincas e rachaduras, pois suas espessuras variam de 1,0 mm a 2,5 mm.

As trincas e rachaduras que surgiram devido a movimentação da camada suporte da estrutura, no caso o solo, pode ter resultado em alguma acomodação nas fundações provocando a deformação estrutural e o surgimento de fissuras/trincas/rachaduras. Como o solo é colapsível, as aberturas que surgiram na calçada causaram infiltração e mais deformação do solo, fazendo a estrutura ter pequenas movimentações que não abalam a estabilidade estrutural, porém resultam no aparecimento de fissuras nas alvenarias e revestimentos.

Essas deformações estruturais são aceitáveis sem causar risco de colapso estrutural. Entretanto, as mesmas acrescidas de flechas em lajes podem causar aberturas nos revestimentos de alvenaria.

As patologias encontradas foram classificadas, em geral, como regulares, significando que podem provocar a perda de funcionalidade sem prejuízo à operação direta de sistemas, perda pontual de desempenho (possibilidade de recuperação), deterioração precoce e pequena desvalorização.

Não havendo alargamento das aberturas e inexistência de novas fissuras, sugere-se a execução de manutenções corretivas com as seguintes etapas: corte de 10 cm de

largura dos dois lados da fissura em toda a sua extensão, colocação de barras de aço em forma de Z, limpeza da abertura, cobrimento da abertura com argamassa, aplicação de tela para evitar fissuras por retração dos materiais, acabamento realizado de acordo com o padrão existente seguido da aplicação da pintura do cliente.

Caso as espessuras das aberturas prolonguem ou surjam novas fissuras, devem ser feitos novamente monitoramento com placa de vidro ou argamassa de gesso (processo de colmatação).

Na hipótese do aumento das espessuras das fissuras/trinca e rachaduras, se prolongarem ou ocorra o surgimento de novas, um novo estudo deve ser realizado a partir de um monitoramento com dados reais de medições após realização de alguns ensaios, tais como esclerometria, ultrassonografia, pacometria, monitoramento de recalque e extração de corpo de prova. Na pior hipótese, deve se prosseguir para a realização de uma prova de carga.

Como o aparecimento de trincas e rachaduras é ocasionada pela deformação estrutural recorrente de uma movimentação do solo, sugere-se que se faça um monitoramento de possível recalque através de benchmarking.

6 | CONCLUSÕES

A edificação analisada que serviu de base para estudo apresenta manifestações patológicas tipo fissura/trinca e rachadura ocasionadas por movimentação estrutural provenientes de possíveis movimentações por acomodação das camadas do solo suporte da edificação.

Porém, estes acontecimentos não são preocupantes, de forma que sejam monitorados frequentemente durante no mínimo 6 (seis) meses a 1 (um) ano com emissão de relatórios técnicos de acompanhamento por um profissional legalmente habilitado mensalmente.

Após análise, verificação de campo e monitoramento através da colmatação, que não houve prolongamento da abertura das fissuras/trincas e rachaduras, pode se concluir que após 7 (sete) dias de monitoramento a edificação está com estabilidade estrutural. Desta forma, a edificação pode voltar a ser utilizada para os fins os quais já era destinada, agência bancária.

Diante do apresentado neste estudo de caso fica evidente a importância de estudos preliminares das condições estruturais. O Intuito destes é evitar maiores danos ou até mesmo acidentes devido à má utilização de edificações, a não evacuação no momento devido ou a falta de manutenção preventiva para garantir melhor desempenho.

REFERÊNCIAS

CASTRO, E.K.; 1994. **Desenvolvimento de Metodologia para Manutenção de Estruturas de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado, Publicação N°: E.DM-004A/94, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 129 p.

CEB (1991), **CEB – FIP Model Code 90 (MC – 90) - Final Draft**. Bulletin d'Information No. 203. Julho, 1991.

HELENE, P. R. L. **Manual prático para reparo e reforço de estruturas de concreto**. 1.Ed. São Paulo, Pini, 1988.

ROSTAM, S. (1991). **Durability of concrete structures – The CEB – FIP approach**. Colloquium on the CEB-FIP MC-90, Rio de Janeiro, RJ, pp 369-429, Agosto.

O CÁLCULO CORRETO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO

Data de aceite: 01/06/2020

Antonio Oscar Cavalcanti da Fonte

Doutor em Engenharia Civil Estrutural; Professor
Aposentado U.F.PE
Recife – Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/2603293658379177>

Felipe Luna Freire da Fonte

Mestre em Engenharia Civil Estrutural;
Engenheiro Civil da CHESF.
Recife – Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/5451411629698663>

Ennes do Rio Abreu

Engenheira Civil; Universidade Católica de
Pernambuco.
Recife – Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/1219071432452760>

RESUMO: Observando-se o panorama atual da construção civil, percebe-se que os edifícios altos em concreto armado passaram a ser prática corrente nos grandes centros urbanos. O objetivo deste trabalho é mostrar a forma correta de aplicação do método P-delta clássico para cálculo dos efeitos de 2ª ordem em estruturas de concreto armado, segundo a NBR 6118 (2013). Diversas publicações e softwares de projeto estrutural vêm incorrendo em equívoco nas aplicações práticas. Neste trabalho, aplica-

se uma correção ao método P-delta clássico, para as ações de cálculo. A aplicação do método correto a um pórtico plano, mostrou diferenças que chegaram a 66% nos momentos fletores dos pilares e 42,6% nas vigas, em comparação com os métodos que não consideram a citada correção.

PALAVRAS-CHAVE: Efeitos de segunda-ordem; Método P-Delta; Análise não linear.

CORRECT CALCULATION OF SECOND-ORDER EFFECTS IN REINFORCED CONCRETE BUILDING STRUCTURES

ABSTRACT: Observing the current panorama of civil construction, it is noticed that the tall buildings in reinforced concrete structures became current practice in the large urban centers. The aim of this work is showing the correct way of applying the P-Delta method for evaluation of the second order effects in reinforced concrete structures, according to NBR 6118 (2013). Several publications and structural design software have been incurred in this misconception in practical applications. This work shows a correction applied to the classical P-Delta method. Application of the correct method to a reinforced concrete plane frame, showed differences that reached 66% in

the bending moments of the columns and 42.6% in the beams, compared with the methods that do not consider the mentioned correction.

KEYWORDS: Global second-order efforts; P-Delta Method; geometric nonlinearity effects.

1 | INTRODUÇÃO

Observando-se o panorama atual da construção civil, percebe-se que os edifícios altos em concreto armado passaram a ser prática corrente nos grandes centros urbanos. Daí a necessidade de maior atenção por parte dos projetistas à questão da estabilidade global dessas estruturas solicitadas simultaneamente por ações verticais e horizontais BORGES et al (2009). A não linearidade geométrica ou efeito de 2ª ordem global, diz respeito à consideração da posição deformada no equilíbrio da estrutura, que resulta em esforços adicionais provenientes do produto dos deslocamentos pelas forças aplicadas. Também segundo a NBR 6118 (2013), para estruturas de nós móveis é obrigatória a inclusão da não linearidade física no cálculo dos efeitos da não linearidade geométrica. Para a consideração da não linearidade física de forma aproximada na análise dos esforços de 2ª ordem globais, a sugestão é reduzir a rigidez dos elementos estruturais através dos valores de $(EI)_{sec}$. FONTE(1992). O método P-delta clássico permite encontrar os deslocamentos e esforços finais correspondentes aos efeitos das parcelas lineares e não lineares somadas.

2 | OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é mostrar, a forma correta de aplicação do método P-delta clássico para cálculo dos efeitos de 2ª ordem em estruturas de concreto armado, segundo a NBR 6118 (2013).

3 | METODOLOGIA

Para mostrar a aplicação correta do método P-delta, é apresentada a análise de um pórtico plano de concreto armado para as ações de cálculo. Para estas ações, a correção sugerida refere-se aos efeitos da fissuração do concreto, através da consideração aproximada da não linearidade física tomando-se valores reduzidos de rigidez. Os procedimentos que aplicam o método P-delta clássico, em estado limite último, obtêm os esforços considerando os efeitos de 1ª e de 2ª ordens em conjunto. Porém, a consideração da não linearidade física de forma aproximada nesse processamento requer a redução da rigidez dos elementos apenas para a parcela não linear e, considerá-la ao longo de todo o processo, provoca erros de avaliação sobre a parcela linear (1ª ordem) que deve contar com a plena rigidez dos elementos. Diversas publicações e softwares de projeto estrutural

vêm incorrendo nesse equívoco nas aplicações práticas.

Neste trabalho, aplica-se uma correção ao método P-delta clássico, para as ações de cálculo, cujas etapas são: Análise elástica linear clássica com consideração da rigidez integral dos elementos; Análise linear com consideração aproximada da não linearidade física; Análise não linear geométrica P-delta clássica com consideração aproximada da não linearidade física.

Os resultados relativos ao método correto são obtidos da soma da parcela elástica linear descrita na primeira análise com o resultado da subtração dos valores encontrados na terceira e na segunda, que resultam na parcela não linear com consideração aproximada da não linearidade física FONTE(1992), BORGES(2009).

Para a consideração da não linearidade física de forma aproximada na análise dos esforços de 2ª ordem globais, a sugestão é reduzir a rigidez dos elementos estruturais através dos valores de $(EI)_{sec}$, como indicado a seguir:

$$\text{Vigas:} \quad (EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \quad (\text{Equação 1})$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} I_c \text{ para } A'_s = A_s \quad (\text{Equação 2})$$

$$\text{Pilares:} \quad (EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} I_c \quad (\text{Equação 3})$$

Sendo E_{cs} o módulo de elasticidade secante, I_c o momento de inércia da seção bruta, A_s e A'_s armaduras de tração e compressão respectivamente.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot (f_{ck})^{1/2} \quad (\text{para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa}) \quad (\text{Equação 4a})$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot (f_{ck}/10 + 1,25)^{1/3} \quad (\text{para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa}) \quad (\text{Equação 4b})$$

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (\text{em MPa}) \quad (\text{Equação 5a})$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck}/80 \leq 1,0 \quad (\text{Equação 5b})$$

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio; $1,0$ para granito e gnaisse; $0,9$ para calcário; $0,7$ arenito.

Onde f_{ck} é a resistência característica do concreto em MPa.

A NBR 6118 (2013) recomenda o valor secante como sendo aquele a ser utilizado nas análises elásticas de projeto e, portanto, nas análises não lineares, é coerente que seja também utilizado o mesmo módulo secante. Entretanto nas equações 1 a 5b permite o uso do E_{ci} em análises globais de segunda ordem.

3.1 Método P-delta clássico

O método P-delta clássico caracteriza-se por considerar em nível do elemento pilar apenas a rotação rígida do mesmo, ou seja, sua efetiva deformação não é considerada.

Uma forma de aplicá-lo é através de processo iterativo, que consiste em uma sucessão de iterações com vistas a determinar a configuração deformada e os esforços adicionais decorrentes. Permite encontrar os deslocamentos e esforços finais correspondentes aos efeitos das parcelas lineares e não lineares somadas. Os esforços são utilizados no dimensionamento da estrutura.

A equação de equilíbrio com base apenas em uma análise linear é escrita da seguinte forma:

$$[R_L] \cdot \{D\} = \{F\} \quad (\text{Equação 6})$$

Considerando-se a não-linearidade geométrica, gera-se uma nova matriz de rigidez que contém os termos oriundos do método P-delta.

$$([R_L] + [R_G]) \cdot \{D\} = \{F\} \quad (\text{Equação 7})$$

Onde $[R_L]$ e $[R_G]$ são matrizes de rigidez linear e não linear geométrica, $\{D\}$ vetor deslocamento e $\{F\}$ vetor de ações externas, diretas ou indiretas, FONTE(1992).

3.2 Método P-delta aplicado corretamente a estruturas de concreto armado

Neste trabalho, pretende-se mostrar a forma correta de aplicação do método P-delta clássico para cálculo dos efeitos de 2ª ordem em estruturas de concreto armado, segundo a NBR 6118 (2013). Para isto, é apresentada a seguir a análise de um pórtico plano de concreto armado mediante a aplicação correta do método P-delta para as ações de cálculo, BORGES(2009).

Para as ações de cálculo, a correção sugerida refere-se aos efeitos da fissuração do concreto, através da consideração aproximada da não linearidade física tomando-se valores reduzidos de rigidez, conforme visto nas equações 1 a 5b.

Os procedimentos que aplicam o método P-delta clássico para as ações de cálculo, obtêm os esforços considerando os efeitos de 1ª e de 2ª ordens em conjunto. Porém, a consideração da não linearidade física de forma aproximada nesse processamento requer a redução da rigidez dos elementos apenas para a parcela não linear e, considerá-la ao longo de todo o processo, provoca erros de avaliação sobre a parcela linear (1ª ordem) que deve contar com a plena rigidez dos elementos. Diversas publicações e softwares de projeto estrutural vêm incorrendo nesse equívoco nas aplicações práticas.

Com base nisso, neste trabalho, aplica-se uma correção ao método P-delta clássico, para as ações de cálculo, cujas etapas encontram-se detalhadas a seguir:

- a. Análise elástica linear clássica com consideração da rigidez integral dos elementos;
- b. Análise linear com consideração aproximada da não linearidade física segundo as equações 1 a 5.

- c. Análise não linear geométrica P-delta clássica com consideração aproximada da não linearidade física segundo as equações 1 a 5b.

Os resultados relativos ao método correto são obtidos da soma da parcela elástica linear descrita em (a) com o resultado da subtração dos valores encontrados em (c) e (b), que resultam na parcela não linear com consideração aproximada da não linearidade física.

3.3 Método P-delta aplicado a um Pórtico Plano de Concreto Armado de acordo com a NBR 6118 (2013)

3.3.1 Dados da Estrutura

Para aplicação do método P-delta a estruturas de concreto armado, aqui chamado de P-delta correto, apresenta-se um pórtico plano de 14 pavimentos, integrante da estrutura de contraventamento de um edifício real, BORGES (2009).

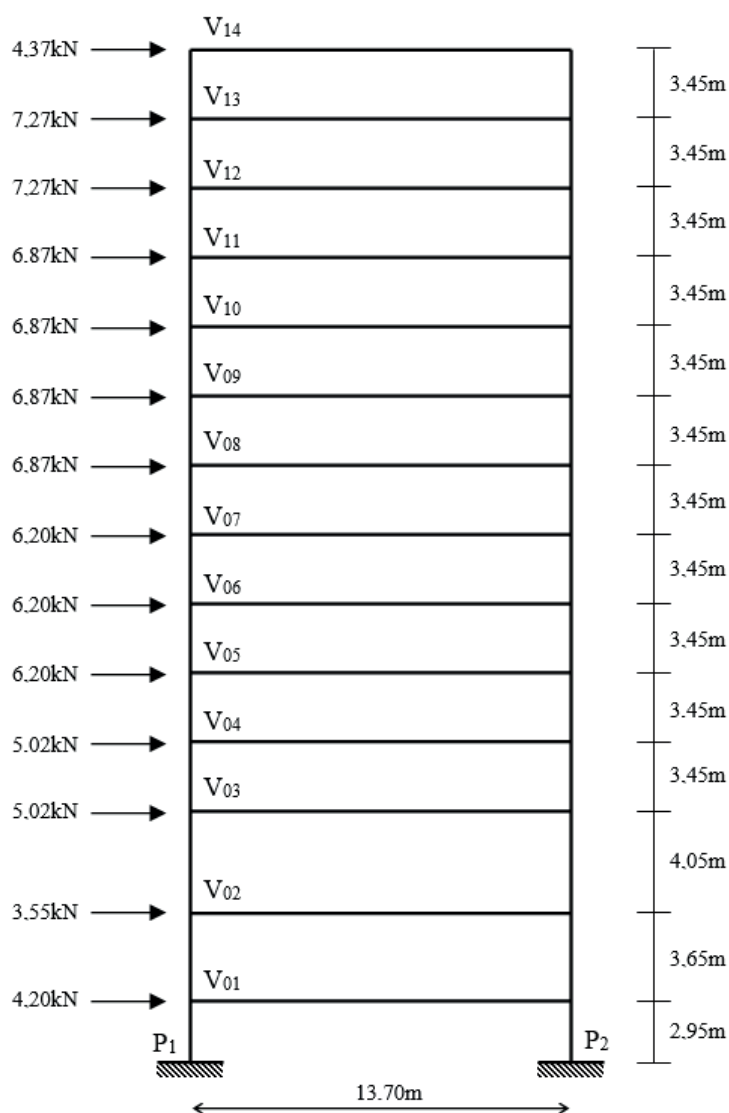


Figura 1 – Esquema do pórtico plano de 14 andares, BORGES(2009).

As vigas têm seção retangular de 30cm de base e 72cm de altura e os pilares apresentam seção 72cm x 72cm. Para o pórtico em estudo considerou-se resistência característica do concreto 35MPa, agregado granito e, conseqüente módulo de elasticidade secante de 29403MPa. As cargas verticais são provenientes do carregamento permanente e sobrecarga. O carregamento horizontal proveniente do vento, foi calculado de acordo com a NBR 6123 (1988), a partir dos parâmetros abaixo, estando os valores na figura 1.

V_0 – Velocidade básica = 30 m/s

S_1 – Fator topográfico = 1

S_2 – Categoria de rugosidade → II

S_2 – Classe da Edificação → B

S_3 – Fator estatístico = 1

Coefficiente de arrasto - $C_a(X) = 1,35$

3.3.2 Análises Realizadas

Para aplicação e ilustração do método proposto, foram realizadas as análises descritas a seguir.

Análise elástica linear clássica para ação do vento com valor de cálculo (1);

Análise linear com consideração aproximada da não linearidade física através do multiplicador 0,4 para vigas e 0,8 para pilares no cálculo da rigidez dos elementos $(EI)_{sec}$ (rigidez fissurada), para ações de cálculo (2);

Análise não linear geométrica P-delta clássica com consideração aproximada da não linearidade física através do multiplicador 0,4 para vigas e 0,8 para pilares no cálculo de $(EI)_{sec}$, para ações de cálculo (3);

Obtenção da parcela não linear com consideração aproximada da não linearidade física através do multiplicador 0,4 para vigas e 0,8 para pilares no cálculo de $(EI)_{sec}$, através da subtração dos resultados de (3) e (2), (4);

Análise não linear geométrica P-delta correta com consideração aproximada da não linearidade física, para ações de cálculo, obtida da soma dos resultados de (1) e (4), (5).

3.3.3 Resultados

3.3.3.1 Análises para ações de cálculo

As análises (1) a (5) têm o objetivo de avaliar de forma correta os efeitos de 2ª ordem. Por se tratar de análises com ações de cálculo, os resultados serão apresentados para os esforços nos elementos.

(2)

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)		
	(1)	(2)	(4)
14	-18,34	-26,22	-2,96
13	-34,69	-48,77	-6,04
12	-46,56	-64,74	-9,49
11	-55,95	-76,41	-13,19
10	-64,64	-85,82	-17,12
09	-72,50	-93,32	-21,04
08	-79,95	-98,71	-24,53
07	-85,64	-101,08	-27,05
06	-90,88	-100,46	-28,83
05	-94,12	-94,34	-25,84
04	-92,77	-78,47	-19,87
03	-85,10	-48,81	-8,76
02	-18,99	45,36	18,49
01	88,56	175,83	43,63

Tabela 1 – Momentos fletores na extremidade superior dos 14 lances do pilar P_1

A figura 2 mostra os momentos fletores, relativos à ação do vento com valores de cálculo para a extremidade superior do pilar P_1 , segundo as análises: elástica linear com rigidez plena (1), linear com rigidez fissurada (2) e parcela não linear P-delta com rigidez fissurada (4).

A análise correta compreende a superposição de (1) com (4). Os softwares de análise estrutural fornecem como resultado da análise não linear P-delta os obtidos em (3), ou seja, denominada análise P-delta clássica. É neste ponto que ocorre o erro, porque a aproximação do efeito da fissuração através de coeficientes de redução de rigidez, (0,40 para vigas e 0,80 para colunas), só é válida para o cálculo da parcela não linear (4). Portanto, utilizar a análise P-delta clássica incorre em um equívoco que vem sendo observado em grande quantidade de projetos.

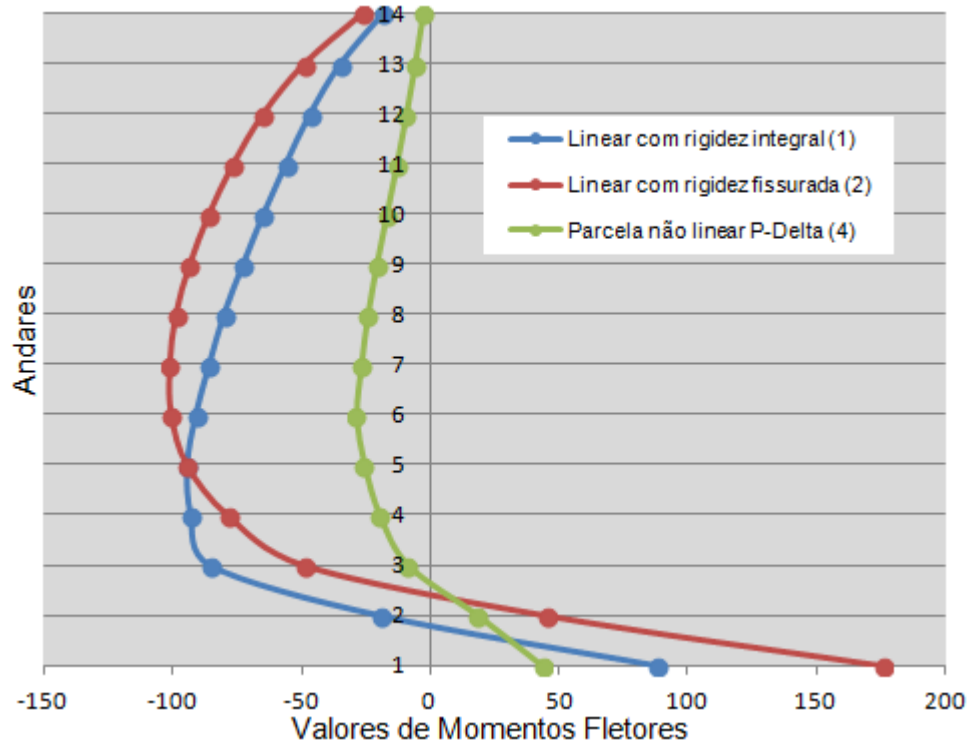


Figura 2 – Momentos fletores na extremidade superior de P_1

A tabela 2 mostra os erros percentuais cometidos ao se considerar na parcela linear os resultados da análise (2) ao invés da análise (1). Deve-se entender que a falta de clareza no item 15.7.3 da NBR 6118 (2013) concorre fortemente para esse equívoco.

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)		
	(1)	(2)	Erro
14	-18,34	-26,22	42,2%
13	-34,69	-48,77	40,6%
12	-46,56	-64,74	39,0%
11	-55,95	-76,41	36,5%
10	-64,64	-85,82	33,3%
09	-72,50	-93,32	29,2%
08	-79,95	-98,71	23,8%
07	-85,64	-101,08	18,3%
06	-90,88	-100,46	10,7%
05	-94,12	-94,34	0,1%
04	-92,77	-78,47	15,4%
03	-85,10	-48,81	42,8%
02	-18,99	45,36	238,8%
01	88,56	175,83	102,3%

Tabela 2 – Diferenças percentuais entre as parcelas lineares das análises (1) e (2) para o pilar P_1

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)			
	(3)	(5)	(1)	Erro %
14	-29,18	-21,30	-18,34	37,0%
13	-54,81	-40,73	-34,69	34,6%
12	-74,23	-56,05	-46,56	32,4%
11	-89,60	-69,14	-55,95	30,0%
10	-102,94	-81,64	-64,64	26,0%
09	-114,37	-93,54	-72,50	22,5%
08	-123,25	-104,28	-79,95	18,4%
07	-128,14	-112,69	-85,64	13,8%
06	-128,31	-118,71	-90,88	8,2%
05	-120,22	-119,96	-94,12	0,1%
04	-98,40	-112,64	-92,77	12,7%
03	-57,70	-93,86	-85,10	38,5%
02	63,67	-0,50	-18,99	***
01	219,24	132,19	88,56	66,1%

Tabela 3 – Momentos fletores na extremidade superior dos 14 lances do pilar P₁

Os valores da tabela 3 e o gráfico da figura 3 mostram diferenças significativas entre a análise p-delta correta (5) e a análise p-delta clássica (3). No caso estudado, a adoção da análise clássica em lugar da correta, conduz a erros que variam de 0,1% a 66,1%.

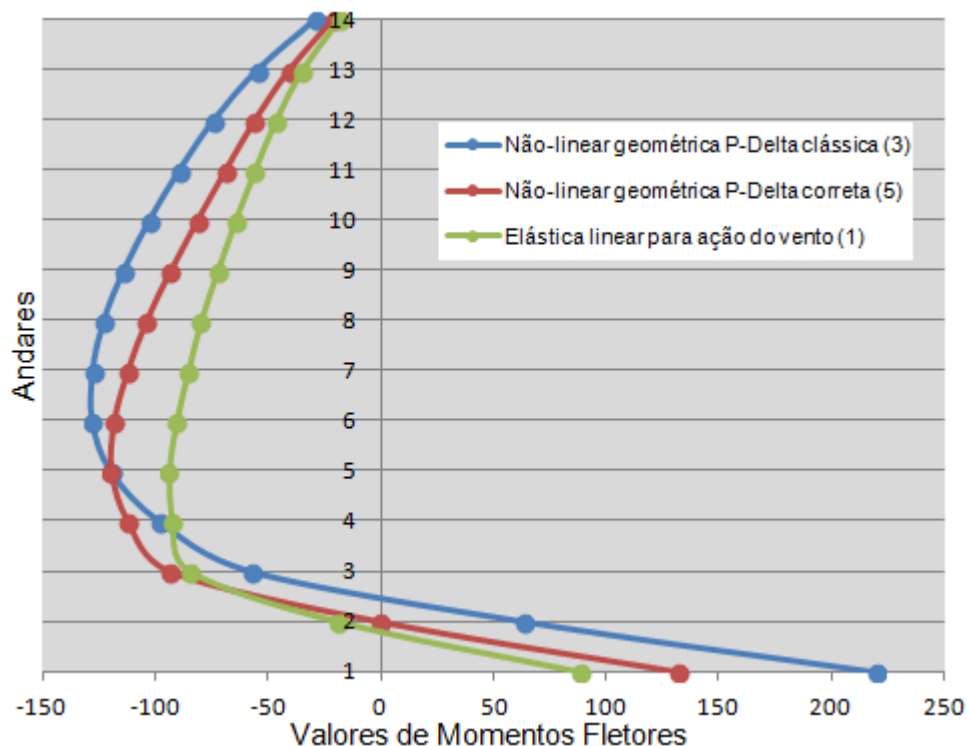


Figura 3 – Momentos fletores na extremidade superior de P₁

A tabela 4 mostra os valores das amplificações não lineares obtidas através dos dois métodos. Observa-se o fato de que todas as amplificações não lineares obtidas pelo método P-delta correto são maiores do que a unidade, ao contrário do método P-delta clássico, que apresenta entre os seus valores, amplificação inconsistente para o nível 3, ou seja, o método P-delta Clássico não se aplica a estruturas de concreto armado com a

simplificação permitida pela NBR: 6118 (2013).

ANDAR	AMPLIFICAÇÕES NÃO LINEARES	
	P-delta clássica	P-delta correta
14	1,59	1,25
13	1,58	1,18
12	1,59	1,20
11	1,60	1,24
10	1,59	1,26
09	1,58	1,29
08	1,54	1,32
07	1,49	1,32
06	1,41	1,31
05	1,28	1,27
04	1,07	1,21
03	0,69	1,11
02	***	***
01	2,47	1,52

Tabela 4 – Valores de ampliações não lineares obtidas através das análises P-delta clássica e P-delta correta referentes aos momentos fletores do pilar P_1

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)			
	(3)		(5)	
	inferior	superior	inferior	superior
14	-29,18	-18,17	-21,30	-10,29
13	-54,81	-25,02	-40,73	-10,93
12	-74,23	-24,77	-56,05	-6,60
11	-89,60	-20,71	-69,14	-0,25
10	-102,94	-13,71	-81,64	7,59
09	-114,37	-3,90	-93,54	16,93
08	-123,25	9,26	-104,28	28,24
07	-128,14	25,41	-112,69	40,85
06	-128,31	46,55	-118,71	56,16
05	-120,22	75,60	-119,96	75,87
04	-98,40	114,10	-112,64	99,87
03	-57,700	208,00	-93,86	171,84
02	63,67	302,81	-0,50	238,63
01	219,24	403,31	132,19	316,27

Tabela 5 – Momentos fletores nas extremidades dos 14 lances do pilar P_1

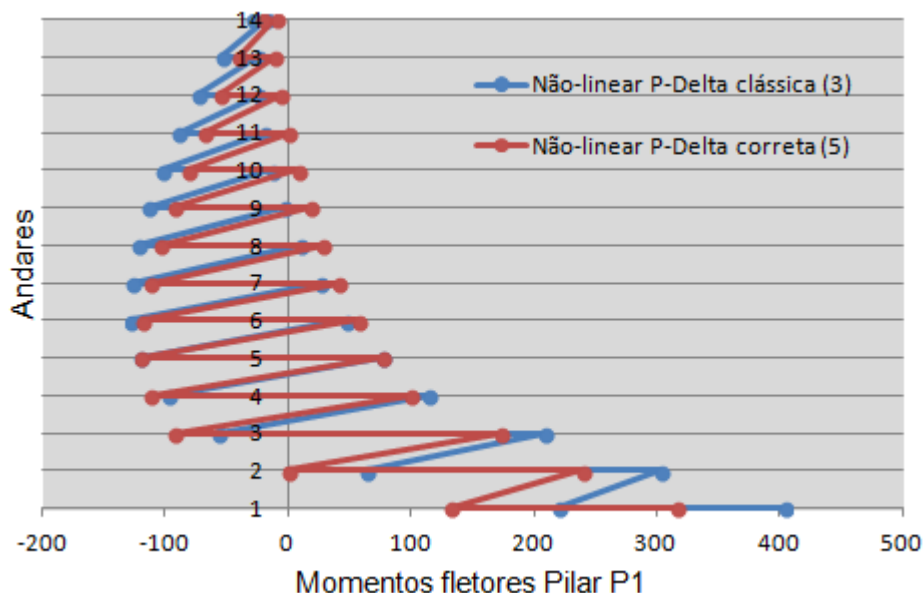


Figura 4 – Momentos fletores nas extremidades superior e inferior de P_1

A figura 4 mostra os momentos fletores obtidos através das análises P-delta, clássica e correta, ao longo da altura da edificação. Diferenças significativas podem ser observadas.

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)		
	(1)	(2)	(4)
14	18,34	26,22	2,96
13	26,66	32,86	3,78
12	39,75	43,84	5,38
11	54,81	57,09	7,73
10	70,59	71,42	10,81
9	86,59	86,12	14,53
8	102,44	100,58	18,76
7	117,69	114,16	23,24
6	132,00	126,15	27,56
5	144,97	135,62	31,13
4	155,36	140,83	33,14
3	161,17	139,18	32,57
2	146,32	118,26	26,02
1	92,96	70,05	13,49

Tabela 6 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas

A figura 5 mostra os momentos fletores obtidos segundo as análises (1), (2) e (4), relativos à ação do vento com valores de cálculo, para a extremidade esquerda das vigas do pórtico.

É interessante observar que a exemplo do que ocorre nos níveis 1 e 2, o erro cometido ao adotar-se a parcela linear da análise (2), ao invés da análise (1), pode ser superior ao valor da parcela não linear da análise (4). As diferenças percentuais entre os resultados das análises (1) e (2) encontram-se na tabela 7.

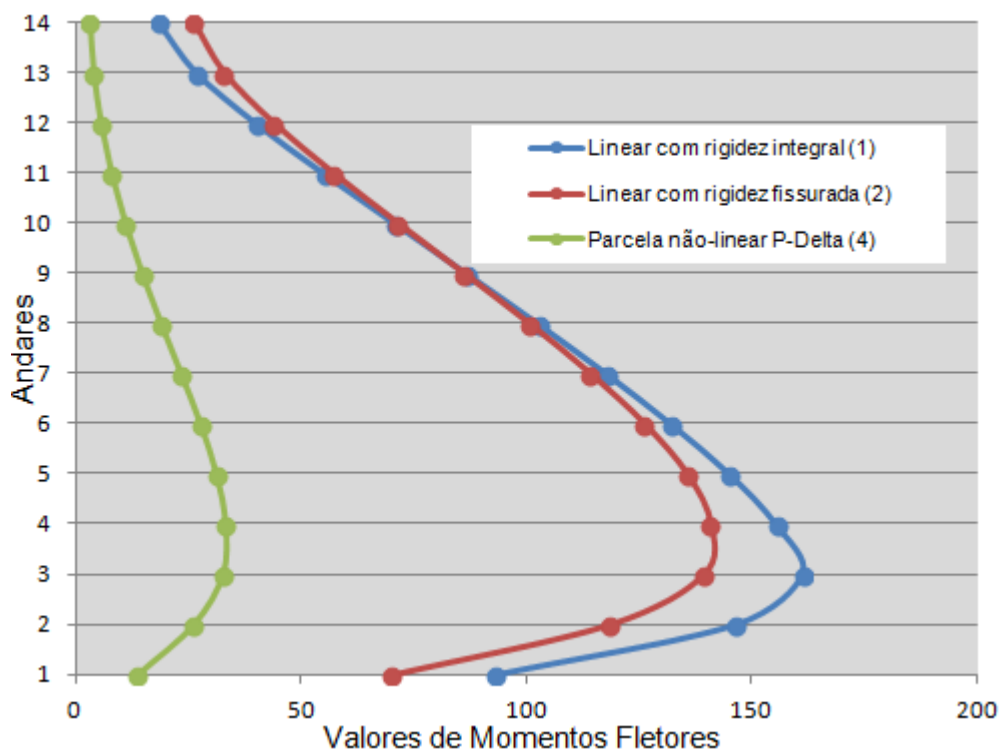


Figura 5 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)		
	(1)	(2)	Erro
14	18,34	26,22	42,9%
13	26,66	32,86	23,3%
12	39,75	43,84	10,3%
11	54,81	57,09	4,1%
10	70,59	71,42	1,2%
09	86,59	86,12	0,5%
08	102,44	100,58	1,8%
07	117,69	114,16	3,0%
06	132,00	126,15	4,4%
05	144,97	135,62	6,4%
04	155,36	140,83	9,4%
03	161,17	139,18	13,6%
02	146,32	118,26	19,2%
01	92,96	70,05	24,6%

Tabela 7 – Diferenças percentuais entre as parcelas lineares das análises (1) e (2) para a extremidade esquerda das vigas do pórtico

Os erros, entre 0,5% e 42,9%, mostram a significativa diferença entre as parcelas dos dois métodos.

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)			
	(3)	(5)	(1)	Erro
14	29,18	21,30	18,34	37,0%
13	36,64	30,44	26,66	20,4%
12	49,22	45,13	39,75	9,1%
11	64,83	62,54	54,81	3,7%
10	82,23	81,40	70,59	1,0%
9	100,65	101,12	86,59	0,5%
8	119,35	121,20	102,44	1,5%
7	137,40	140,93	117,69	2,5%
6	153,72	159,96	132,00	3,9%
5	166,77	176,10	144,97	5,3%
4	174,01	188,50	155,36	7,7%
3	171,79	193,74	161,17	11,3%
2	144,33	172,34	146,32	16,3%
1	83,57	106,45	92,96	21,5%

Tabela 8 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas

A tabela 8 revela as diferenças geradas pela adoção da análise clássica em lugar da correta.

Esses erros que variam de 0,5% a 37,0% incidem sobre o cálculo dos momentos fletores na extremidade esquerda das vigas do pórtico e, conforme já observado antes, para o exemplo estudado, apresentam-se contra a segurança para os níveis 1 a 8, para os quais, os momentos fletores dados através de (3) são menores do que os dados através de (5).

A tabela 9 apresenta os valores das amplificações não lineares geradas pela adoção dos dois métodos.

Andar	AMPLIFICAÇÕES NÃO LINEARES	
	P-delta clássica	P-delta correta
14	1,59	1,16
13	1,37	1,14
12	1,24	1,14
11	1,18	1,14
10	1,16	1,15
09	1,16	1,18
08	1,16	1,18
07	1,18	1,20
06	1,16	1,21
05	1,15	1,21
04	1,12	1,21
03	1,07	1,20
02	0,99	1,18
01	0,90	1,15

Tabela 9 – Valores de amplificações não lineares obtidas através das análises P-delta clássica e correta referentes aos momentos fletores na extremidade esquerda das vigas

As amplificações mostram que, segundo a análise clássica, os valores são significativamente maiores para os andares superiores, enquanto que, para os inferiores,

estes se apresentam menores do que a unidade, tornando-se incoerentes. Ao contrário da análise correta que se apresenta de forma coerente para todos os níveis.

4 | COMENTÁRIOS

Para as ações de cálculo, percebe-se que a consideração da rigidez fissurada na parcela linear da análise P-delta, como é comumente feito, mostra valores de momentos fletores muito diferentes daqueles supondo-se a rigidez integral.

No exemplo adotado, as diferenças entre os valores de momentos fletores no pilar P_1 variaram entre 1% e 173% para rigidez fissurada em comparação aos valores com rigidez integral, gerando erros na avaliação dos momentos fletores que variam entre 0,1% a 66%.

No caso das vigas, as diferenças entre os valores de momentos fletores variam entre 0,6% e 42,6% para a análise com rigidez fissurada em comparação com a rigidez integral, gerando erros na avaliação dos momentos fletores na extremidade esquerda da ordem de 0,5% a 36,7%.

Em termos de amplificações não lineares, no caso do Pilar P_1 , essas variaram de 0,67 a 2,49, e para as vigas, de 0,90 a 1,59.

Para a análise correta esses valores variaram de 1,10 a 1,50 para o pilar P_1 e de 1,14 a 1,22 para as vigas, portanto, os últimos se apresentam bem mais coerentes.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT-NBR 6123:1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações**, Rio de Janeiro, Brasil, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT-NBR 6118:2013 – Projeto de Estruturas de Concreto**, Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

BORGES, A.C.L.. **Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura**. Tese, Doutorado, U.F.PE., Brasil, 2009.

BORGES, A.C.L, FONTE, A.O.C., FONTE, F.L.F., CAVALCANTI, G.A.A.. **Análise de comportamento estrutural de um edifício esbelto de 42 pavimentos**. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, Curitiba, Brasil, 2009.

FONTE, A.O.C.. **Análise não linear geométrica de edifícios altos**. Tese, Doutorado, COPPE/U.F.R.J, Rio de Janeiro, Brasil, 1992.

FRANCO, M., VASCONCELOS, A.C.. **Practical assessment of second effects in tall buildings**. In. COLLOQUIUM ON THE CEB/FIP MC 90, Rio de Janeiro, 1991.

MACGREGOR, J.G., HAGE, S.E.. **Stability analysis and design of concrete frames**. Journal of Structural Engineering, Div. ASCE, vol. 103, pp1953, 1970.

REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM PRF: UM ESTUDO DE CASO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de Submissão: 03/04/2020

Elisson Bilheiro Ferreira Filho

Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ.

<http://lattes.cnpq.br/0387137804507292>

Ruan Richelly Santos

Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte – MG.

<http://lattes.cnpq.br/9293046930915435>

Letícia Ikeda Castrillon Fernandez

Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ.

<http://lattes.cnpq.br/0351807902694280>

Diôgo Silva de Oliveira

Universidade Federal de Viçosa. Viçosa – MG.

<http://lattes.cnpq.br/8293118464464680>

Artigo publicado nos Anais do 59 Congresso Brasileiro de Concreto (2017)

RESUMO: Estruturas de concreto armado estão sujeitas a processos de deterioração que por diversos fatores podem gerar a necessidade da aplicação de reforço estrutural. Uma das alternativas para o reforço é por meio da aplicação de Polímeros Reforçados com

Fibra de Carbono (PRFC). O objetivo deste trabalho foi analisar as implicações estruturais da aplicação desse tipo de reforço em lajes, vigas e pilares de concreto armado. Para tanto, foi realizado um estudo de caso de um edifício, inicialmente projetado para uso comercial e que posteriormente teve sua utilização alterada para implantação de uma academia. A análise estrutural para ambas as situações foi realizada por meio da modelagem numérica em elementos finitos, com o qual foram obtidos os esforços solicitantes em todos os elementos da estrutura. Os elementos de concreto armado foram verificados de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Para o dimensionamento do reforço foram consideradas as recomendações do ACI 440.2R-08. Este trabalho pode ser considerado um modelo simples para rotina de projeto utilizando reforço com PRFC, contribuindo assim para a maior difusão deste sistema no meio técnico brasileiro. Por fim, constatou-se que devido às características mecânicas, praticidade e rapidez de execução, o PRFC é uma alternativa promissora a ser acrescentada aos métodos tradicionais de reforço.

PALAVRAS-CHAVE: Reforço Estrutural. Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono. Concreto Armado. Dimensionamento.

STRUCTURAL STRENGTHENING OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES USING FRP: A CASE STUDY

ABSTRACT: Reinforced concrete structures are subject to deterioration processes which, due to several factors, may require the use of structural reinforcement. One of the alternatives for reinforcement is through the application of Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP). The goal of this work was to analyze the structural implications of the application of this type of reinforcement in reinforced concrete slabs, beams and columns. To this end, a case study of a building was carried out. Initially, the construction was designed for commercial purpose and later had its use changed for the implantation of a gym. The structural analysis for both situations was performed through a finite element modeling. Then, the design loads in all components of the structure were obtained. The reinforced concrete elements were verified according to ABNT NBR 6118:2014. For the design of the reinforcement, the ACI 440.2R-08 recommendations were taken into account. This work can be considered a simple model for the design routine using reinforcement with CFRP. Thus, it contributes to the greater diffusion of this system in the Brazilian technical environment. Finally, it was found that due to the mechanical characteristics, practicality and speed of execution, CFRP is a promising alternative to be added to traditional reinforcement methods.

KEYWORDS: Structural Strengthening. Carbon Fiber-Reinforced Polymer. Reinforced Concrete. Design.

1 | INTRODUÇÃO

O reforço de estruturas de concreto armado pode ser necessário por diversas razões, como: modificação de uso da estrutura, presença de patologias e danos estruturais, necessidade de elevar a capacidade de carga da estrutura, falhas de projeto, dentre outros. Os principais tipos de reforço de estruturas de concreto armado são: adição de chapas e perfis metálicos, protensão externa e o encamisamento com concreto armado (SOUZA e RIPPER, 1998). Porém, as escolhas dessas opções podem gerar impactos arquitetônicos e interferir na utilização da estrutura, além de serem de difícil execução em alguns casos.

Como alternativa existe a possibilidade de aplicação de reforços com Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC), materiais compostos por duas fases distintas: as fibras, que conferem resistência e rigidez, e a matriz polimérica que transfere as tensões e compatibiliza as deformações entre o substrato de concreto e as fibras (ACI 440.2R-08). Esse material pode ser aplicado de diversas formas, seja como lâminas, que podem ser coladas ao substrato, ou como tiras que podem ser inseridas na estrutura por meio de ranhuras abertas no concreto.

Esse tipo de reforço, além de conferir grande aumento de resistência, é de fácil aplicação comparado aos demais tipos de reforços e pode ser executado em locais de

difícil acesso, além de proporcionarem menor impacto estético. Nesse contexto, esse trabalho visa discutir e exemplificar a aplicação desse tipo de reforço em elementos de vigas, lajes e pilares de concreto armado.

2 | DIMENSIONAMENTO DOS REFORÇOS SEGUNDO O ACI 440.2R-08

O Brasil ainda não possui norma técnica que aborde o tema do reforço estrutural com PRFC, portanto, foram estudadas normas e manuais estrangeiros, como por exemplo, o *Bulletin N°14* (FIB, 2001), o *Technical Report TR 55* (Concrete Society, 2012), o ACI 440.2R-08 (American Concrete Institute, 2008), dentre outras. Porém, a norma mais aceita no meio técnico atual é a ACI 440.2R-08, e por isso foi utilizada como base para o dimensionamento dos reforços com PRFC nesse trabalho.

2.1 Reforço de pilares por confinamento

O reforço de pilares por confinamento pode ser realizado para aumento de resistência axial, ou para solicitações combinadas de flexão e compressão, sendo a última situação a mais comum em projetos de concreto armado. Para pilares de concreto armado com estribos convencionais, o ACI 440.2R-08 determina que a força axial resistida pelo pilar é dada por:

$$\phi P_n = 0,80\phi [0,85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{Equação 1})$$

O modelo tensão-deformação adotado pelo ACI 440.2R-08 é o modelo de Lam e Teng (2003) conforme mostrado na figura 1^a. Já na figura 1b, apresenta-se os parâmetros que devem ser considerados para o reforço de acordo com a seção transversal e a área de concreto efetivamente confinado.

Os ramos do diagrama tensão deformação (Figura 1a) podem ser calculados segundo as equações apresentadas na tabela 1.

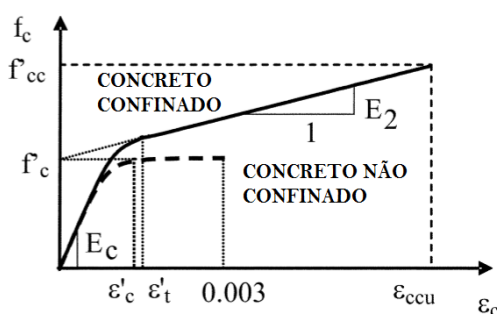


Figura 1a - Modelo de Lam e Teng (2003).

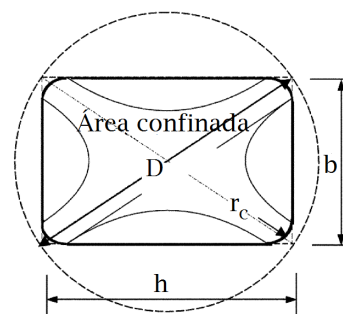


Figura 1b - Parâmetros da seção.

Lam e Teng	$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \varepsilon_c^2 & \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_t \\ f'_c + E_2 \varepsilon_c & \text{para } \varepsilon'_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \end{cases}$		$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}}$	$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2}$
Tensões e deformações	$f'_{cc} = f'_c + \psi_f 3,3 \kappa_a f_l$	$f_l = \frac{2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D}$	$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left(1,50 + 12 \kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0,45} \right)$	$\varepsilon_{fe} = \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu}$ $\varepsilon_{ccu} \geq 0,01$
Fatores de forma	$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right]}{3A_g} - \rho_g$		$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2$	$\kappa_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^2$

Tabela 1 - Modelo de Lam e Teng e determinação da resistência máxima.

Para considerar a flexão composta, o ACI baseia-se no modelo de diagrama interativo momento-normal simplificado proposto por Rocca et al. (2008) mostrado na figura 2.

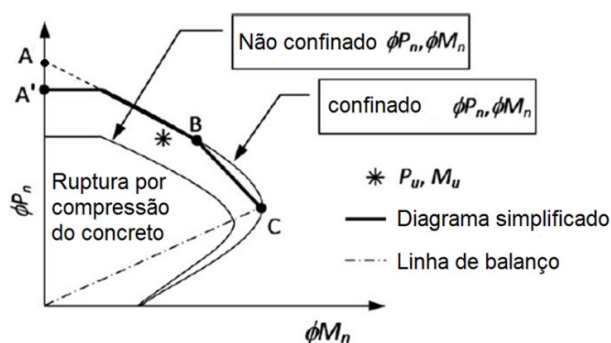


Figura 2 - Diagrama interativo M-P (Rocca et al., 2008).

O ponto A corresponde à compressão centrada, calculado pela Equação 1, que deve ser minorado em 0,8, dando origem ao ponto A', por efeito de segurança. Já os pontos B e C são determinados considerando a distribuição de deformações de acordo com a figura 3. Já o cálculo para flexão composta é dado pela tabela 2.

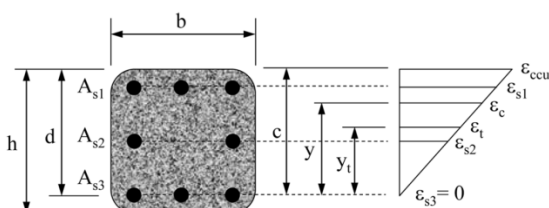


Figura 3a - Pontos B (Rocca et al., 2008).

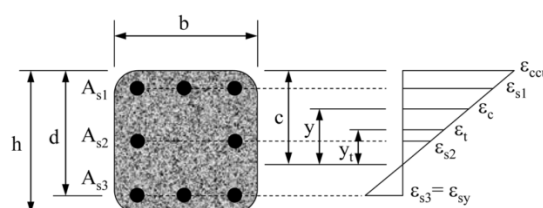


Figura 3b - Pontos C (Rocca et al., 2008).

Normal e momento resistente	$\phi P_{n(B,C)} = \phi \left[A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D \right] + \sum A_{si} f_{si}$	
	$\phi M_{n(B,C)} = \phi \left[E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I \right] + \sum A_{si} f_{si} d_i$	
Parâmetros	$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)^2$	$F = b \left(c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)^2}{12f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c - E_2)}{3} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)$
	$B = \frac{-b(E_c - E_2)}{12f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)$	$G = \left(\frac{b}{2} f'_c + b \left(c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right) \right)$
	$C = -bf'_c$	$H = bcf'_c \left(c - \frac{h}{2} \right)$
	$D = bcf'_c + \frac{bcE_2}{2} (\epsilon_{ccu})$	$I = \frac{bc^2}{h} f'_c - bcf'_c \left(c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_2}{3} (\epsilon_{ccu})$
	$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)^2$	$-\frac{bc^2 E_2}{2} \left(c - \frac{h}{2} \right) (\epsilon_{ccu})$
Linha neutra	$c = \begin{cases} d & \text{para } B \\ d \frac{\epsilon_{ccu}}{\epsilon_{sy} + \epsilon_{ccu}} & \text{para } C \end{cases}$	$y_t = c \frac{\epsilon'_t}{\epsilon_{ccu}}$

Tabela 2 - Flexão composta (Rocca et al., 2008)

2.2 Reforço de vigas e lajes à flexão

O dimensionamento de vigas à flexão se baseia nas hipóteses e princípios do estado-limite último. Os modos de ruptura de vigas à flexão podem ser do tipo dúctil, em casos de alongamento plástico excessivo do aço, ou frágil, devido ao esmagamento do concreto ou ruptura do reforço. Além disso, pode ocorrer ruptura por delaminação do cobrimento do concreto ou pelo descolamento do PRF do substrato. O momento resistente é determinado com base no nível de tensão na estrutura obtido pelas equações presentes na tabela 3.

Parâmetros de projeto	$\epsilon_{fu} = C_E \cdot \epsilon_{fu}^*$	$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^*$
Deformações	$\epsilon_{bi} = \frac{M_{DL} \cdot (d_f - (k \cdot d))}{I_{cr} \cdot E_{cr}}$	$\epsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n_s \cdot E_f \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \epsilon_{fu}$
Tensão efetiva	$f_{fe} = E_f \cdot \epsilon_{fe}$	
	$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd}$	

Tabela 3 - Reforço à flexão.

Na figura 4 apresenta-se a distribuição de tensões na seção, representando alguns parâmetros necessários para obtenção da tensão efetiva.

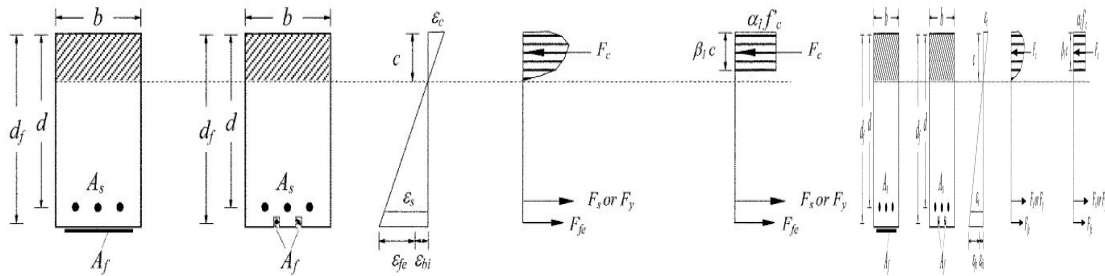


Figura 4 - Distribuição de tensões sob flexão no estado limite último (ACI 440.2R-08, 2008).

A obtenção do nível de tensões na estrutura é um processo iterativo, onde estima-se uma profundidade da linha neutra (c). A figura 5 apresenta um fluxograma do processo.

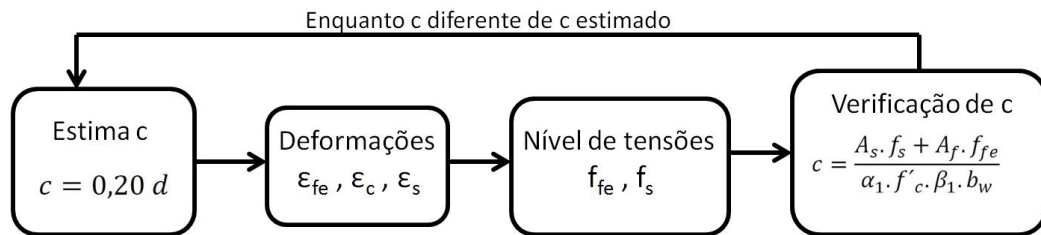


Figura 5 - Fluxograma do processo iterativo para determinação do nível de tensões na estrutura.

O momento resistente de uma viga de concreto com reforço PRF é dado por:

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \Psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s \left(\frac{\beta_1 \cdot c}{2} - d \right) \quad (\text{Equação 2})$$

A verificação à flexão requer que o momento resistente da estrutura com reforço exceda o momento solicitante. O reforço de lajes é realizado apenas à flexão, sendo o dimensionamento análogo ao de vigas, a partir da consideração de faixas de viga de 1,0 m de base.

2.3 Reforço de vigas ao esforço cortante

A ACI 440.2R-08 apresenta três esquemas de aplicação de reforço ao corte: envolvimento completo, envolvimento em “U” e colagem lateral. O tipo de envolvimento a ser utilizado depende do acesso ao local, da magnitude de incremento de resistência necessário, da disponibilidade de recursos, dentre outros fatores relativos à aplicação.

O dimensionamento do reforço de vigas à força cortante é realizado por meio de uma analogia com estribos internos de aço. Desse modo, a resistência ao cisalhamento de uma viga reforçada é dada por:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f) \quad (\text{Equação 3})$$

A resistência ao corte devido ao reforço de PRF é obtida por meio das equações

apresentadas na tabela 4, na qual a deformação efetiva do reforço depende do tipo de envolvimento adotado. A primeira equação de deformação representa o cálculo para o caso de envolvimento completo, enquanto a segunda, representa o caso de envolvimento em “U” e colagem lateral. A figura 6 exibe os parâmetros dimensionais adotados no dimensionamento do reforço.

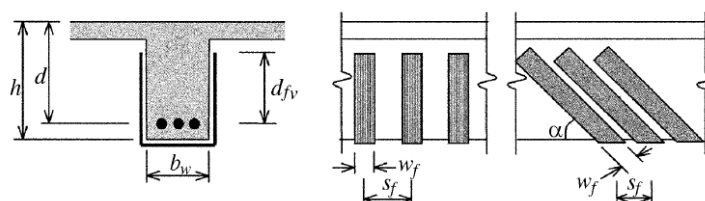


Figura 6 - Parâmetros dimensionais utilizados no cálculo do reforço ao corte (ACI 440.2R-08, 2008).

Resistência ao corte	$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) d_{fv}}{s_f}$	$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \cdot E_{fe}$	$A_{fv} = 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f$
Deformações efetivas	$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75 \cdot \varepsilon_{fu}$	$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004$	

Tabela 4 – Equações para cálculo da resistência ao corte devido ao reforço.

3 | ESTUDO DE CASO

O estudo de caso foi feito considerando-se um edifício inicialmente projetado como edifício comercial, com escritórios, e que posteriormente teve utilização modificada para instalação de uma academia, gerando um aumento de sobrecarga acidental. O edifício é composto de 4 pavimentos, sendo o primeiro com pé direito de 4,0 m, com lojas comerciais e os demais pavimentos possuem pé direito de 2,80 m nos quais se instalou a academia. O esquema arquitetônico é apresentado na figura 7. Neste trabalho, a título de exemplo, foram apresentados os dimensionamentos apenas de um elemento estrutural mais solicitado, de cada tipo, ou seja, um pilar, uma viga e uma laje.

Para o reforço do pilar utilizou-se da técnica do confinamento transversal com PRFC. A laje foi reforçada à flexão pela colagem de laminados de PRFC nas direções das armaduras longitudinais. Do mesmo modo, a viga foi reforçada à flexão com a colagem dos laminados na direção da armadura longitudinal e reforçada também à força cortante, com a aplicação dos laminados na face lateral e inferior da viga.

Para o dimensionamento em concreto armado e do reforço com PRFC para o edifício foi considerado um f_{ck} de 20MPa, comumente utilizado em edifícios de pequeno porte. As ações consideradas são apresentadas na tabela 5.

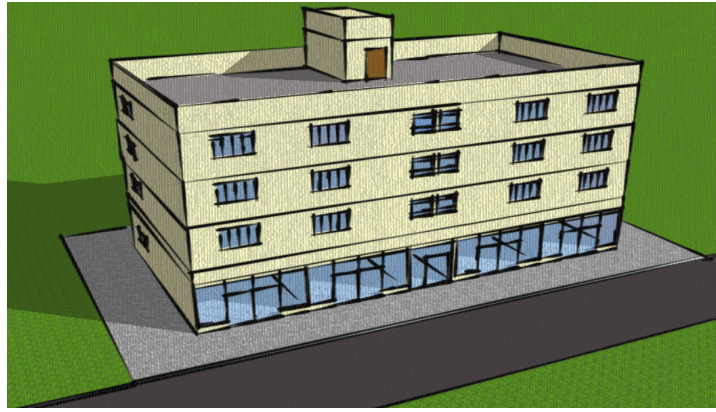


Figura 7 - Esquema arquitetônico em perspectiva do edifício.

Tipo de ação	Ações	Significado da ação	Valor
Ações Permanentes	G	Peso próprio da estrutura	25 kN/m ³
	G _{pav}	Peso da pavimentação e revestimento	1,0 kN/m ²
	G _{par}	Peso próprio das paredes	2,2 kN/m ²
	G _{esc}	Reação devido ao peso próprio da escada	15,72 kN/m
Ações variáveis	Q _{util,1}	Sobrecarga de utilização inicial (escritórios)	2,0 kN/m ²
	Q _{util,2}	Sobrecarga de utilização final (academia)	5,0 kN/m ²
	Q _{esc}	Reação devido à sobrecarga de utilização das escadas	9,0 kN/m ²
	Q _{cob}	Sobrecarga de cobertura	2,0 kN/m ²

Tabela 5 – Ações consideradas.

A análise estrutural para as duas situações de carregamento foi realizada por meio da modelagem em elementos finitos utilizando o software SAP2000 V16.0.0. O modelo estrutural bem como os esforços obtidos são mostrados na Figura 8.

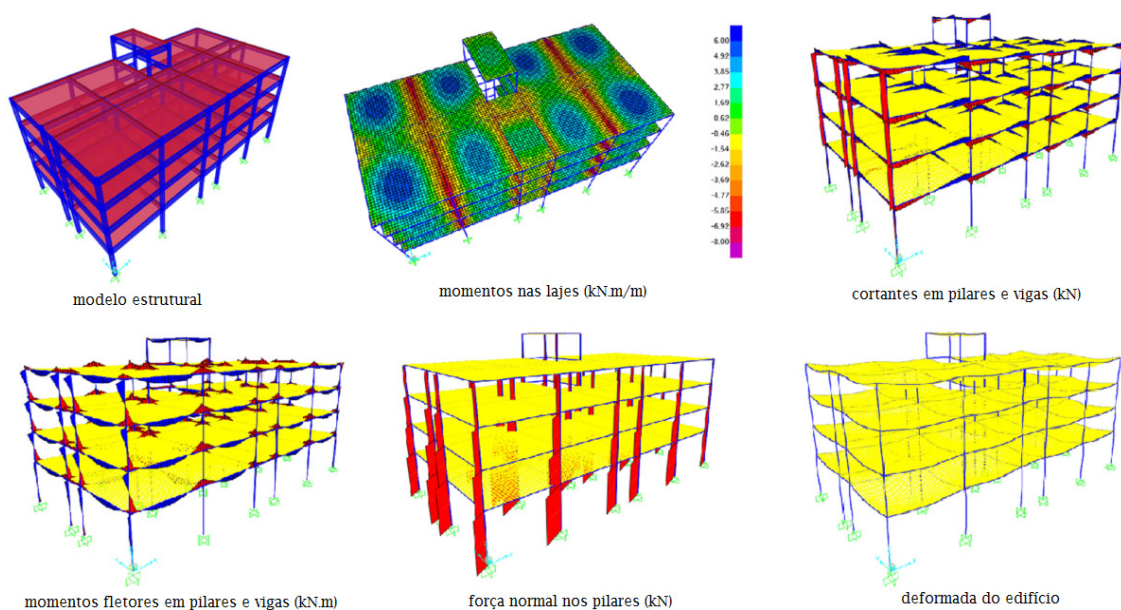


Figura 8 - Modelo estrutural e aspecto dos esforços na estrutura.

3.1 Dimensionamento das armaduras e do reforço em PRFC

3.1.1 Dimensionamento dos pilares e do reforço por confinamento

Na figura 9 são apresentados os diagramas de esforços solicitantes para o pilar mais solicitado, cuja seção é de 30x30 cm², antes e após a modificação de uso.

As armaduras foram dimensionadas conforme critérios da ABNT NBR 6118:2014, pelo diagrama interativo momento normal da seção transversal. Na tabela 6 apresenta-se o resultado do dimensionamento das armaduras, e na figura 10 apresenta-se o detalhamento nos dois primeiros os níveis do pilar que demandaram reforço.

Já para o dimensionamento do reforço foi necessário utilizar uma simplificação presente na ABNT NBR 6118:1980, que transforma a situação de flexão composta oblíqua em uma composta equivalente em uma das direções, pois o modelo do ACI 440.2R-08 considera apenas flexão normal composta. Na Tabela 7 apresenta-se essa transformação.

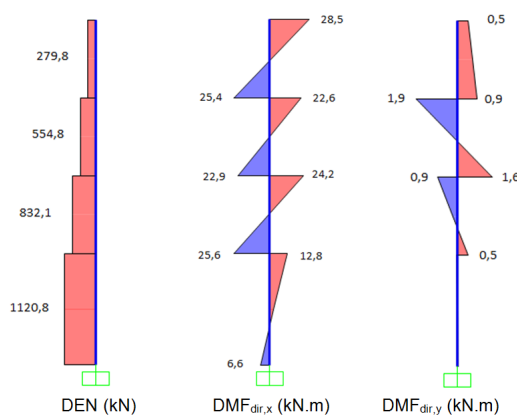


Figura 9a - Esforços iniciais no pilar.

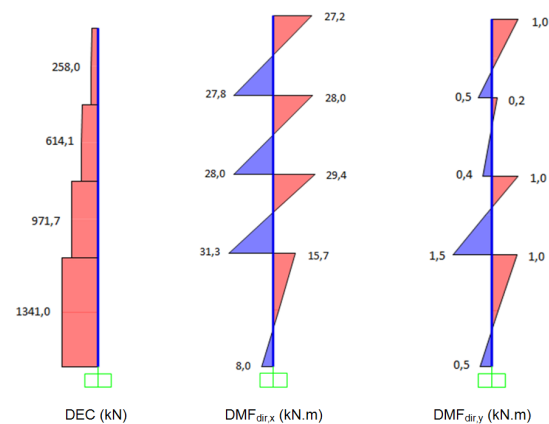


Figura 9b - Esforços finais no pilar.

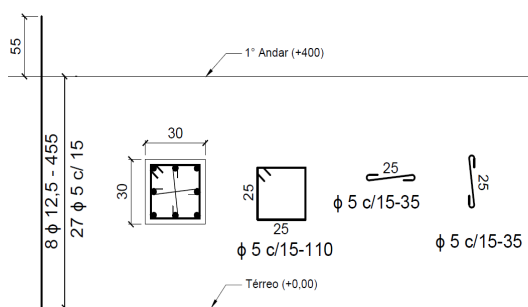


Figura 10a - Detalhe das armaduras no térreo.

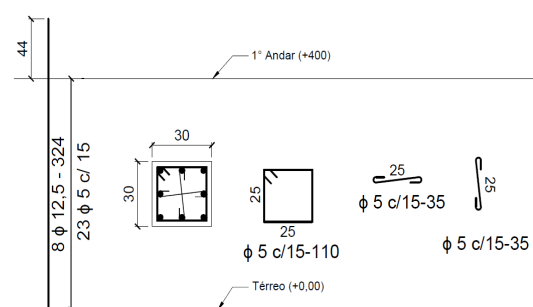


Figura 10b - Detalhes das armaduras - 1º pav.

Nível	Comprimento (m)	N _d (kN)	M _{dx} (kN.m)	M _{dy} (kN.m)	A _{s, long}	A _{s, trans}	Ganchos
1	2,80	832,1	19,97	30,06	8φ 12,5	27 φ 5 c/15 - 110	2x 27 φ 5 c/15 - 35
Térreo	4,00	1120,8	26,90	26,90	8φ 10	23 φ 5 c/12 - 110	2x 23 φ 5 c/12 - 35

Tabela 6 – Dimensionamento do pilar mais solicitado.

Nível	e_x	h_x	e_y	h_y	N_d	n	ω	β	$e_{x,eq}$	M_d
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(kN)				(cm)	(kN.m)
1º Pav.	2,40	30,0	3,90	30,0	971,7	0,77	0,22	0,84	5,92	57,52
Térreo	2,40	30,0	2,40	30,0	1341,0	0,92	0,84	0,92	4,61	61,79

Tabela 7 – Transformação da flexão composta oblíqua em composta normal.

As propriedades do sistema de PRFC escolhido para o dimensionamento são apresentadas na Tabela 8. Na figura 11 apresenta-se a definição das camadas de armadura e as propriedades da seção transversal do pilar nos dois níveis.

t_f	f_{iu}^*	ϵ_{fu}^*	E_{fu}	C_e	k_e	f_{fu}	ϵ_{fu}	ϵ_{fe}
(mm)	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)			(MPa)	(mm/mm)	(mm/mm)
0,330	3792,0	0,0167	227527	0,95	0,55	3602,4	0,0159	0,00873

Tabela 8 – Propriedades físicas do PRFC.

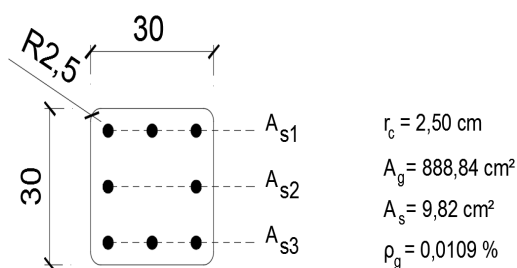


Figura 11 - Camadas de armaduras e propriedades da seção transversal (dimensões em cm).

Considerando $\phi = 0,65$ e $\Psi = 0,95$, conforme o ACI 440.2R-08, é possível calcular os pontos A, A', B e C do diagrama interativo simplificado e comparar o aumento de resistência de acordo com a quantidade de camadas com a solicitação no pilar. Os pontos A e A' são calculados na tabela 9.

f_l	A_g/A_c	ka	f'_{cc}	$\phi P_{n(A')}$	$\phi P_{n(A)}$
(MPa)			(MPa)	(kN)	(kN)
14,67	0,95	0,531	45,72	1998,2	2497,8

Tabela 9 – Propriedades físicas do PRFC.

Para o ponto B e C as tensões nas camadas de armadura são apresentadas na tabela 10.

Camada	Ponto B			Ponto C		
	As1	As2	As3	As1	As2	As3
ε_{si}	0,0075	0,0037	0,00	0,0072	0,0026	-0,0021
f_{yi}	434,78	434,78	0,00	434,78	434,78	-414,00
R_{si}	160,07	106,71	0,00	160,07	106,71	-152,42

Tabela 10 – Tensões e forças nas camadas de armadura.

As propriedades para o cálculo dos pontos B e C são apresentados na tabela 11 e os coeficientes para flexo-compressão normal na Tabela 12.

Ponto	ε'_c	κ_α	κ_β	ε_{fe}	f_l	f_{cc}	c	ε'_{ccu}	E_2	ε'_t	y_t	$f_l/f'_c > 0,08$
	(mm/mm)			(mm/mm)	(MPa)	(MPa)		(MPa)	(mm/mm)	(MPa)		
B	0,0020	0,53	0,53	0,0040	6,725	31,79	26,00	0,0089	1331,2	0,0020	5,81	0,34
C	0,0020	0,53	0,53	0,0040	6,725	31,79	21,07	0,0089	1331,2	0,00198	4,71	0,336

Tabela 11 – Propriedades de cálculo dos pontos B e C.

Ponto	A	B	C	D	E	F	G	H	I
	(kN/cm ³)	(MPa)	(kN/cm)	(kN)	(kN/cm ³)	(kN/cm ²)	(kN/cm)	(kN)	(kN.cm)
B	-0,59	103,24	-60,00	2019,78	-0,44	13,40	-143,57	660,00	6031,95
C	-0,22	63,00	-60,00	923,00	-0,17	4,28	-32,42	23,00	6745,59

Tabela 12 – Coeficientes dos pontos B e C.

Repetindo o processo, considerando $n=0$ (sem reforço), é possível obter os pontos para o pilar não reforçado. Da mesma forma para o 1º pavimento, os resultados são apresentados na Tabela 13. Esses pontos são apresentados na Figura 12.

PONTO	Térreo				1º Pav.			
	Pilar Normal (n=0)		Pilar reforçado (n=5)		Pilar Normal (n=0)		Pilar reforçado (n=3)	
	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kN.m)	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kN.m)	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kN.m)	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kN.m)
A	1248,77	0	2497,77	0	1156,7	0	1914,77	0
A'	999,02	0	1998,22	0	925,36	0	1531,81	0
B	949,3	46,32	1410,71	57,87	897,26	42,2	1203,62	48,17
C	483,52	65,7	1077,2	81,34	480,86	56,94	864,66	67,81

Tabela 13 – Pontos do diagrama interativo simplificado.

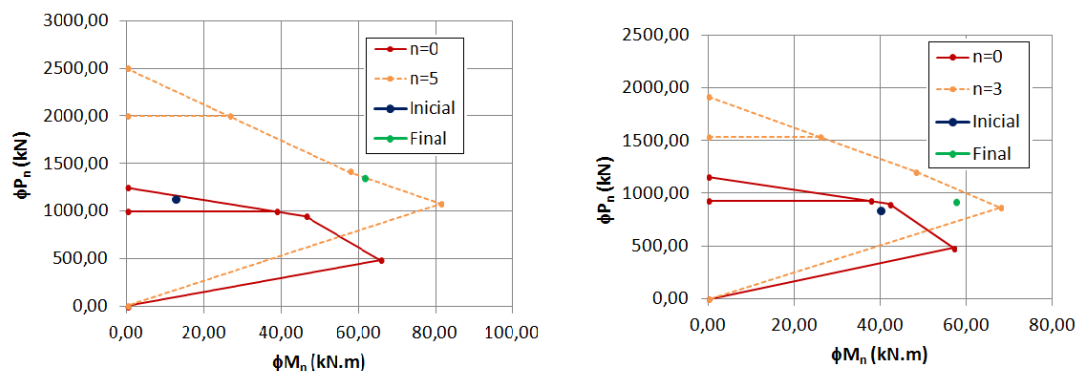


Figura 12 - Diagramas simplificados do pilar sem e com reforço com PRFC.

Ressalta-se que o cálculo é iterativo, pois define-se a quantidade de camadas de reforço por tentativas. Logo, elaborar os diagramas ajuda a definir o reforço, pois uma vez que o ponto de trabalho da seção esteja no interior do diagrama do pilar reforçado, define-se o número de camadas.

Os detalhes dos reforços nos dois níveis são apresentados na Figura 13, onde considerou-se mantas de PRFC com 50cm de largura.

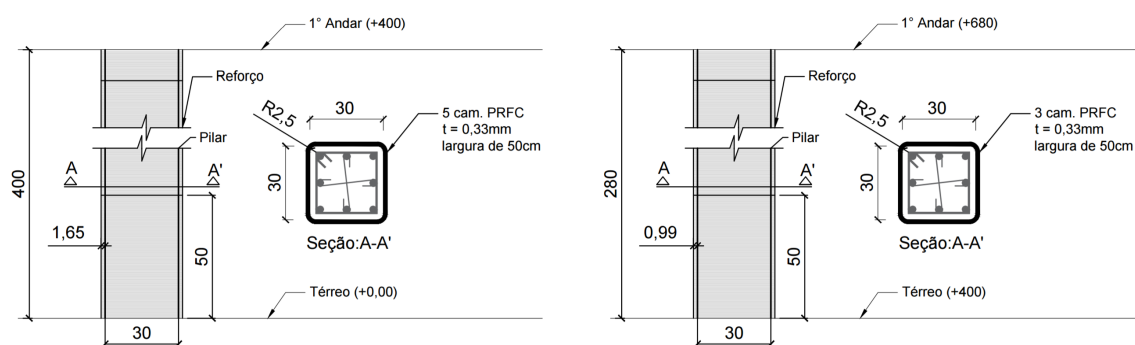


Figura 13 - Detalhamento do reforço no pilar nos dois primeiros níveis.

3.1.2 Dimensionamento da viga, do reforço ao corte e do reforço à flexão

Na figura 14 apresenta-se os esforços solicitantes para a viga mais solicitada (15x60 cm²). Na tabela 14 apresenta-se o resultado do dimensionamento das armaduras de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, e na figura 15 apresenta-se o detalhamento de um trecho da viga.

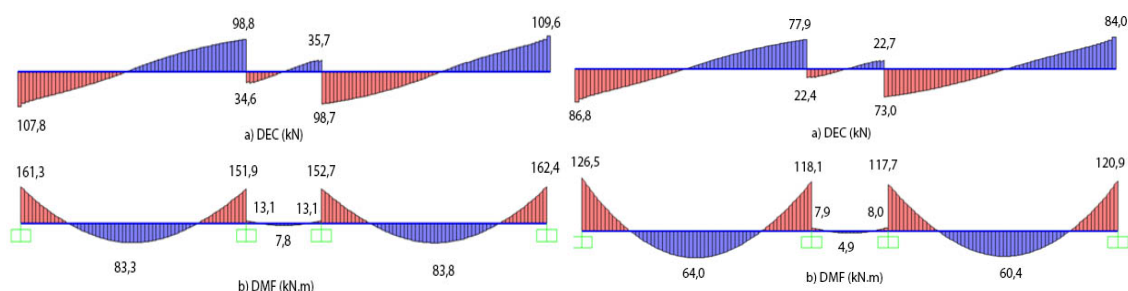


Figura 14a - Esforços iniciais na viga.

Figura 14b - Esforços finais na viga.

As propriedades do sistema de PRFC escolhido para o dimensionamento do reforço ao esforço cortante são apresentadas na tabela 15. Foi adotado o reforço ao cisalhamento com envolvimento em “U” devido suas características construtivas, os resultados são apresentados pela tabela 16. Ressalta-se que o reforço foi necessário apenas nos tramos (A) e (C) da viga.

Viga	Tramo	Armadura Longitudinal			Armadura Transversal			
			φ					
V106	A	2	φ	16	φ	5	c/	26
		2	φ	16				
		4	φ	12,5				
	B	2	φ	10	φ	5	c/	29
		4	φ	12,5				
		3	φ	12,5				
C	2	φ	16	φ	5	c/	28	

Tabela 14 – Dimensionamento da viga mais solicitada.

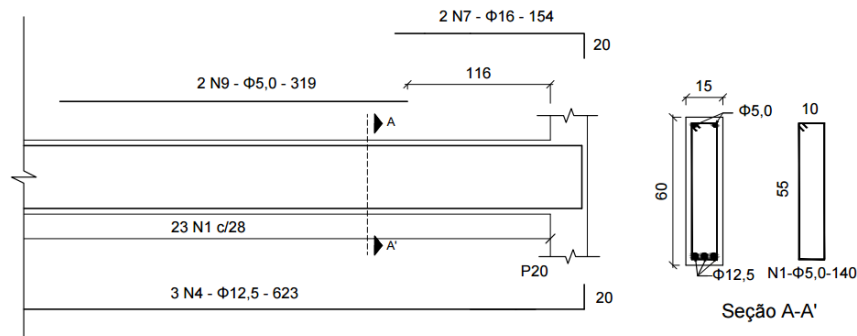


Figura 15 - Detalhe das armaduras de um trecho da viga mais solicitada.

t_f	f_{fu}^*	ε_{fu}^*	E_{fu}	C_e	d_{fv}	f_{fu}	ε_{fu}	ε_{fe}
(mm)	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)		(mm)	(MPa)	(mm/mm)	(mm/mm)
0,165	3790	0,017	227530	0,95	600	3601	0,0162	0,0033

Tabela 15 – Propriedades físicas do PRFC - ao corte.

Viga	Tramo	V_u	$V_{f, nec.}$	n	w_f	$S_{f, adot}$	A_{fv}	V_f	ϕV_n
		(kN)	(kN)		(mm)	(mm)	(mm ²)	(kN)	(kN)
V106	A	107,8	54,6	1	150	300	49,5	74,98	120,79
	C	109,6	60,5	1	150	300	49,5	74,98	118,86

Tabela 16 – Dimensionamento do reforço ao corte.

As propriedades do sistema de PRFC escolhido para o dimensionamento do reforço à flexão são apresentadas na tabela 17.

t_f	f_{fu}^*	ε_{fu}^*	E_{fu}	C_e	w_f	f_{fu}	ε_{fu}
(mm)	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)		(cm)	(MPa)	(mm/mm)
0,33	3790	0,017	227530	0,95	15	3600,5	0,0162

Tabela 17 – Propriedades físicas do PRFC - à flexão

Assim como para o cisalhamento, o reforço à flexão foi necessário apenas nos tramos (A) e (C), sendo a armadura longitudinal do tramo (B) suficiente para suportar o incremento dos esforços. Na tabela 18 são apresentados o cálculo das deformações e

níveis de tensão.

Propriedades	Tramo A			Tramo C		
	1	2	3	1	2	3
A_s (cm²)	4,02	4,02	4,91	4,91	3,68	4,02
M_u (kN.m)	94,30	109,00	132,50	132,50	109,70	96,90
n_f	1	2	3	4	4	1
A_f (cm²)	0,495	0,990	1,485	1,485	1,980	0,495
Deformações (mm/nm)						
ϵ_{bi}	0,0010	0,0012	0,0012	0,0012	0,0013	0,0011
ϵ_{td}	0,0067	0,0047	0,0039	0,0039	0,0033	0,0067
ϵ_{fe}	0,0113	0,0091	0,0070	0,0070	0,0073	0,0113
ϵ_c	0,0019	0,0017	0,0019	0,0019	0,0016	0,0019
ϵ_s	0,0069	0,0053	0,0045	0,0045	0,0041	0,0070
Nível de tensão na armadura e no PRF (MPa)						
f_s	0,0010	0,0012	0,0012	0,0012	0,0013	0,0011
f_{fe}	0,0067	0,0047	0,0039	0,0039	0,0033	0,0067

Tabela 18 – Cálculo de deformações e nível de tensões na viga

As verificações para resistência à flexão, tensão de serviço e limite de ruptura à fluência são determinadas pela tabela 19. A Figura 16 apresenta o detalhamento do reforço em um trecho da viga.

Propriedades	Tramo A			Tramo C		
	1	2	3	1	2	3
Verificação da resistência à flexão ($\Phi M_n \geq M_u$)						
M_u (kN.m)	94,30	109,00	132,50	132,50	109,70	96,90
M_{nf} (kN.m)	41,81	58,44	70,19	70,19	81,66	41,81
ΦM_n (kN.m)	111,39	123,09	139,89	139,89	122,00	111,39
Verificação da tensão de serviço ($f_{s,s} \geq 0,8f_y$)						
M_s (kN.m)	68,20	78,60	95,60	95,60	79,10	70,30
$f_{s,s}$ (MPa)	316,91	345,53	339,88	339,88	345,56	327,08
$0,8f_y$ (MPa)	347,83	347,83	347,83	347,83	347,83	347,83
Verificação limite de ruptura à fluência ($f_{t,s} \geq 0,8f_{tu}$)						
$f_{t,s}$ (MPa)	170,44	179,04	171,80	171,80	153,43	172,69
$0,55f_{tu}$ (MPa)	1980,28	1980,28	1980,28	1980,28	1980,28	1980,28

Tabela 19 – Verificações de resistência e tensões da solução adotada

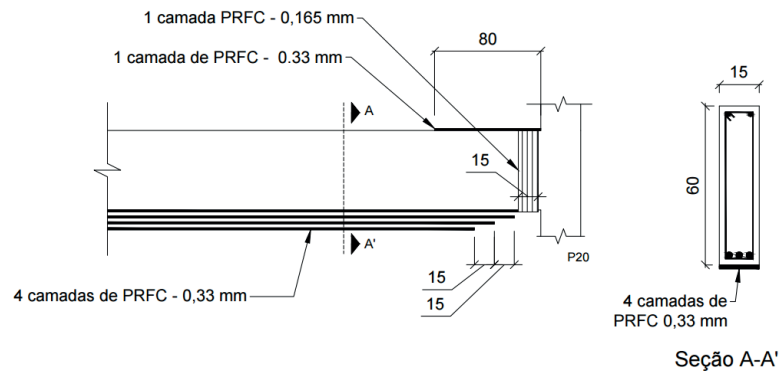


Figura 16 - Detalhe do reforço de um trecho da viga mais solicitada.

3.1.3 Dimensionamento da laje e do reforço à flexão

Na figura 17 são apresentados os diagramas de esforços solicitantes para a laje nas direções x e y, respectivamente, antes e após a modificação de uso.

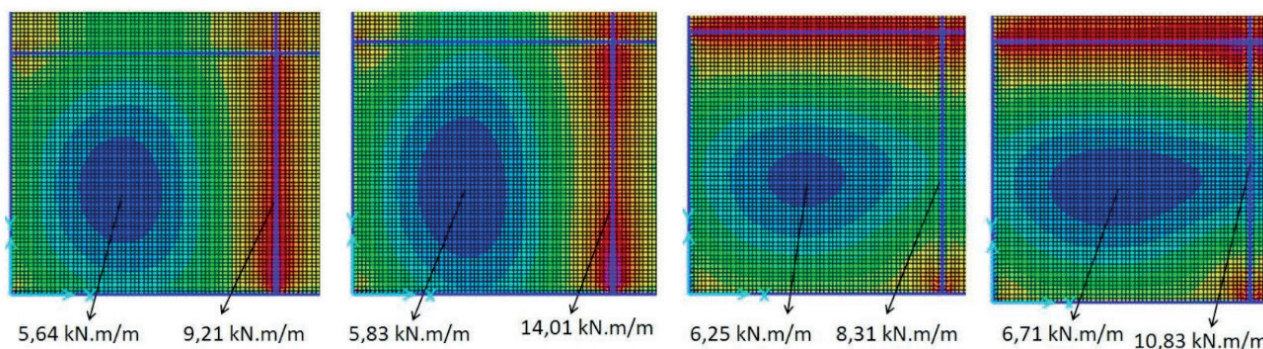


Figura 17a - Esforços solicitantes direção x.

Figura 17b - Esforços solicitantes direção y.

O dimensionamento das armaduras é apresentado na tabela 20 e o detalhamento na figura 18.

Armad.	Laje	<i>h</i>	<i>d</i> ''	<i>d</i>	<i>m_d</i>	<i>k_c</i>	β_x	<i>A_{s,calc}</i>	<i>A_{s,min}</i>	<i>S_{calc}</i>	Arranjo
		(cm)	(cm)	(cm)	(kN.m/m)	(cm ² /m)		(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm)	
Posit.	L110	12	2,5	9,5	5,64	16,00	0,066	1,169	1,2	16,33	φ5 c/ 16
		12	2,5	9,5	6,25	14,44	0,074	1,299	1,2	15,09	φ5 c/ 15
Negat.	L111/L105	12	2,0	10	8,3	12,03	0,089	1,982	1,2	15,74	φ6,3 c/ 15,5
	L110/L111	12	2,0	10	9,2	10,86	0,099	2,205	1,2	14,15	φ6,3 c/ 14

Tabela 20 – Dimensionamento da laje mais solicitada

O reforço foi calculado analogamente ao reforço de vigas, porém considerando faixas de um metro de largura. As propriedades do PRFC são as mesmas estipuladas para a viga.

As dimensões do reforço, quantidade e largura de camadas, nível de tensões atuantes, verificações da resistência à flexão, tensão de serviço e limite de ruptura à

fluência são determinadas pela tabela 21. O detalhamento do reforço é apresentado na figura 19.

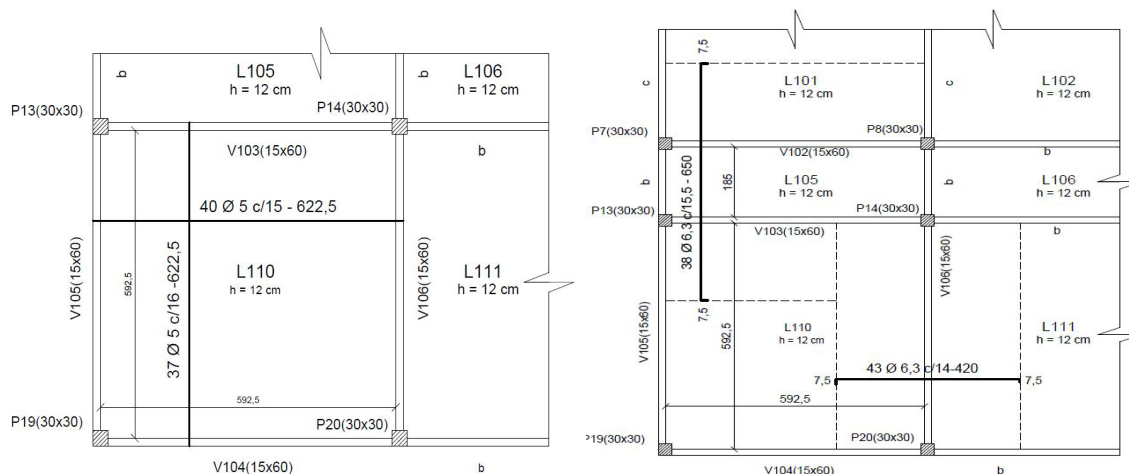


Figura 18a - Detalhe das armaduras negativas. Figura 18b - Detalhe das armaduras positivas.

Propriedades	Momentos Positivos		Momentos Negativos	
	m_{dx}	m_{dy}	$m'_{d(L110/L105)}$	$m'_{d(L110/L111)}$
A_s (cm ²)	1,23	1,31	2,01	2,23
M_u (kN.m)	5,83	6,71	10,83	14,01
n_f	1	1	1	1
w_f (cm ²)	5,0	5,0	5,0	12,0
f_s	500,00	500,00	500,00	500,00
f_{fe}	1522,51	1522,51	1522,51	1522,51
Verificação da resistência à flexão ($\Phi M_n \geq M_u$)				
M_u (kN.m)	5,8	6,7	10,8	14,0
M_{nf} (kN.m)	2,93	2,92	2,90	6,90
ΦM_n (kN.m)	7,28	7,61	10,85	14,75
Verificação da tensão de serviço ($f_{s,s} \geq 0,8f_y$)				
M_s (kN.m)	4,2	4,8	5,0	8,0
$f_{s,s}$ (MPa)	374,26	397,56	254,09	343,74
$0,8f_y$ (MPa)	400	400	400	400
Verificação limite de ruptura à fluência ($f_{f,s} \geq 0,8f_{tu}$)				
$f_{f,s}$ (MPa)	22,8	68,9	113,7	197,3
$0,55f_{tu}$ (MPa)	1980,28	1980,28	1980,28	1980,28

Tabela 21 – Nível de tensão e verificações de resistência para laje

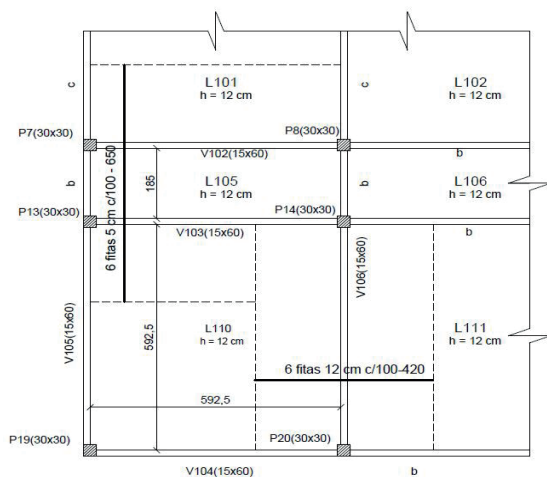


Figura 19a - Detalhe do reforço negativo.

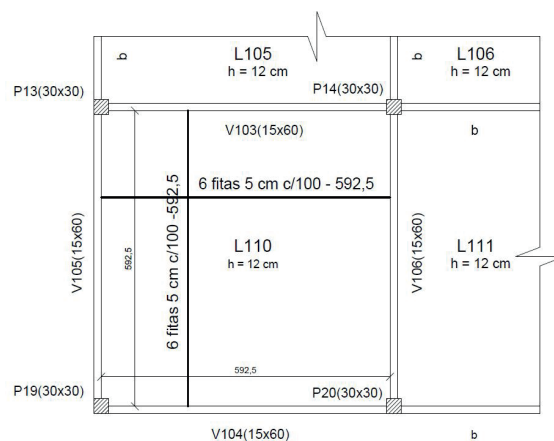


Figura 19b - Detalhe reforço positivo.

4 | CONCLUSÕES

O artigo apresentou um exemplo de dimensionamento com todos os detalhes necessários, servindo de roteiro para trabalhos futuros. Pode-se notar que o potencial do reforço de estruturas, em especial as de concreto armado, com PRFC é muito promissor, devido ao grande aumento de resistência que é alcançado com a aplicação de poucas camadas de reforço. Outro ponto importante está na pequena interferência arquitetônica que é gerada, como no caso do reforço do pilar, que teve um aumento de carga de 220,2 kN enquanto aumentou sua largura em apenas 3,30 cm (1,65cm de cada lado) após aplicado o reforço. Além disso, é possível realizar a aplicação de um revestimento de modo a melhorar ainda mais a estética da estrutura e não deixar o reforço aparente.

SIMBOLOGIA

A_c - área da seção transversal de concreto	r_c - raio das quinas de um seção prismática confinada com PRF
A_e - área da seção transversal efetivamente confinada do concreto	s_f - espaçamento entre tiras do reforço de PRF
A_f - área do reforço externo de PRF	t_f - espessura nominal de uma camada de reforço de PRF
A_{fv} - área do reforço ao corte de PRF com espaçamento s	V_c - resistência nominal ao corte da seção de concreto com armadura de aço

A_g - área da seção bruta de concreto	V_f - resistência nominal ao corte provida pelo PRF
A_s - área do aço da seção	V_n - resistência nominal ao corte
A_{st} - área total da armadura longitudinal	V_s - resistência nominal ao corte provida pelos estribos de aço
b - menor lado da seção do pilar - largura da face comprimida de um membro	w_f - largura das camadas de reforço com PRF
b_w - largura da alma ou diâmetro de uma seção circular	y_t - distância da linha neutra ao ponto de deformação
c - altura da linha neutra	α_1 - multiplicador de f'_c para determinar a intensidade da distribuição de uma tensão retangular equivalente no concreto
C_E - fator de redução ambiental	β_1 - relação da profundidade do bloco retangular equivalente de tensão em relação à profundidade da linha neutra
D - diâmetro equivalente da seção	ϵ_{bi} - nível de deformação no substrato de concreto por ocasião da instalação do PRF
d - distância da fibra comprimida até o centróide do reforço de tração	ϵ_c - deformação de compressão no concreto não confinado
d_f - profundidade efetiva do reforço de PRF à flexão	ϵ'_c - deformação máxima do concreto não confinado
d_{fv} - profundidade efetiva do reforço de PRF ao corte	ϵ_{ccu} - deformação última de compressão no concreto confinado
E_c - módulo de elasticidade do concreto	ϵ_{cu} - deformação axial última do concreto não confinado
E_f - módulo de elasticidade da fibra	ϵ_{fd} - deformação de descolamento de sistema PRF aderido externamente
E_s - módulo de elasticidade do aço	ϵ_{fe} - deformação efetiva de tração na fibra
E_2 - módulo de elasticidade tangente do concreto confinado	ϵ_{fu} - deformação máxima de tração na fibra
f_c - resistência à compressão do concreto	ϵ_{fu}^* - deformação de ruptura última do reforço de PRF
f'_c - resistência específica à compressão do concreto	ϵ_s - nível de deformação na armadura de aço
f'_{cc} - resistência à compressão do concreto confinado	ϵ_{sy} - deformação tração na armadura de aço
f_{fe} - tensão efetiva no PRF	ϵ'_t - deformação de transição na curva tensão-deformação do concreto confinado com PRF
f_{fu} - tensão última de tração de projeto do PRF	ϕ - coeficiente de ajuste das ações
f_{fu}^* - tensão última de tração do PRF informada pelo fabricante	
f_l - pressão lateral de confinamento	
f_s - tensão no aço da armadura	
f_y - tensão de escoamento do aço	

h - maior lado da seção do pilar - espessura ou altura do membro	k_a - coeficiente que considera a área efetivamente confinada
I_{cr} - momento de inércia da seção fissurada	k_b - coeficiente que considera a área efetivamente confinada
k - relação entre a profundidade da linha neutra e a profundidade da armadura	k_v - coeficiente de ajuste para cortante dependente da ligação
M_n - valor nominal do momento fletor	k_ε - coeficiente de ajuste
M_u - momento majorado na seção	ρ_g - taxa geométrica armadura longitudinal
n - número de camadas do reforço PRF	ψ_f - fator de redução de resistência do PRF
n_s - relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto	
P_n - valor nominal da força axial	

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**: ACI 440.2R-08. Farmington Hills, 2008.

CONCRETE SOCIETY. **Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Composite Materials**: a Review. Technical Report TR 55 (2012). 3 ed. 187 p.

LAM, L.; TENG, J. **Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns**. Journal of Reinforced Plastics and Composites, v. 17, pp. 471-489. 2003.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN (FIB). **Externally bonded FRP reinforcement for RC structures**. Bulletin N° 14. Technical Rep., Lausanne Switzerland, 2001.

ROCCA, S.; GALATI, N.; NANNI, A. **Interaction diagram methodology for design of FRP - confined reinforced concrete columns**. Construction and Building Materials 23, p.1508-1520, abr/2009.

SOUZA V. C. M.; RIPPER T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1998. 257 p.

CAPACIDADE DE ANCORAGEM DE CONECTORES COM CABEÇA EM CONEXÕES VIGA-PILAR DE CONCRETO ARMADO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 17/04/2020

Maurício Ferreira de Pina

Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Brasília – Distrito Federal

<http://lattes.cnpq.br/4242041552985485>

Nataniel Wontoon Barbosa Lima

Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Brasília – Distrito Federal

<http://lattes.cnpq.br/5396804155138439>

Ana Paula Bona Barros Medeiros

Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Brasília – Distrito Federal

<http://lattes.cnpq.br/8087403776402873>

Guilherme Oití Berbert-Born

Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Brasília – Distrito Federal

<http://lattes.cnpq.br/1977206567654100>

João Gabriel Pacheco Monteiro

Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Brasília – Distrito Federal

<http://lattes.cnpq.br/6196630340629548>

Marcos Honorato de Oliveira

Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Brasília – Distrito Federal

<http://lattes.cnpq.br/0471906852268220>

RESUMO: Em inúmeras situações o uso de barras com gancho para conectar diferentes membros estruturais é inconveniente devido a limitações geométricas. Em alguns casos, a curvatura do gancho e o comprimento de ancoragem necessário não se ajustam às dimensões dos elementos. Eles também podem levar ao congestionamento da armadura, dificultando a colocação e a consolidação de concreto. Os conectores com cabeça, por sua vez, consistem em alternativas promissoras em tais circunstâncias, uma vez que evidências numéricas e experimentais mostram que o comprimento de ancoragem requerido pode ser reduzido significativamente com a sua utilização, otimizando os processos de detalhamento, construção, favorecendo também a flexibilidade estrutural. Este trabalho apresenta os resultados de 6 testes de arrancamento em conectores com cabeça embutidos em prismas de concreto armado que simulam conexões viga-pilar. A influência do comprimento de embutimento

(h_{ef}) e diâmetro da barra (Φ_c) na capacidade de ancoragem dos conectores e é analisada e discutida. Os resultados experimentais são comparados com estimativas determinadas conforme os modelos de cálculo propostos por Regan (2000), Eurocode 2 (2010), ETAG/EOTA Anexo C (2010), *FIB* Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2019) para avaliar o desempenho dos tais. De acordo com os resultados experimentais, a capacidade máxima de ancoragem e a acurácia dos modelos teóricos mostraram-se afetadas pelo valor de h_{ef} . Dentre os modelos teóricos avaliados, o proposto por Regan (2000) apresentou estimativas mais acuradas, com uma média igual a 1,18 para a razão entre as resistências experimentais e estimadas, desvio padrão igual a 0,20 e coeficiente de variação igual a 0,17.

PALAVRAS-CHAVE: Conexão viga-pilar, capacidade de ancoragem, barras com cabeça, cone de concreto.

ANCHORAGE CAPACITY OF HEADED BARS IN REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMNS JOINTS

ABSTRACT: There are numerous situations in which the use of hooked bars to connect different structural members is inconvenient due to geometrical limitations. In some cases, the curvature of the hook and the required anchorage length do not fit within the dimensions of the elements. They can also lead to reinforcing congestion, hindering concrete placing and consolidation. Headed bars are increasingly used as an alternative in such cases, as the literature shows that their anchorage length can be significantly reduced, thus optimizing the detailing and construction processes, also favoring structural flexibility. This paper presents the results of six pullout tests on headed anchors embedded in reinforced concrete prisms which were idealized to represent beam-column joints. The influence of the embedment length (h_{ef}) and bar diameter (Φ_c) on the anchorage capacity of the anchors is analyzed and discussed. The resistances measured in the tests are compared to theoretical ones which were calculated according to calculation models proposed by Regan (2000), Eurocode 2 (2010), ETAG/EOTA Anexo C (2010), *FIB* Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2019). According to the experimental results, the ultimate pullout strength and the accuracy of the theoretical models were shown to be affected by the embedment length. Among the theoretical models analyzed, the one proposed by Regan (2000) presented the most accurate estimates, with an average of 1,18 for the ratio between the experimental and estimated strengths, standard deviation of 0,20, and coefficient of variation equal to 0,17.

KEYWORDS: Beam-column joints, anchorage capacity, headed anchors, concrete breakout.

1 | INTRODUÇÃO

Conectores com cabeça (*headed studs*) são cada vez mais utilizados como mecanismos de transferência de forças em estruturas de concreto, pré-fabricadas ou moldadas in-loco, em situações nas quais a geometria dos elementos é insuficiente para o

desenvolvimento completo do comprimento de ancoragem de barras retas. A sua utilização pode reduzir o comprimento de embutimento requerido, simplificar detalhes construtivos, elevar a velocidade do processo construtivo, além de solucionar problemas de obstrução do concreto em estruturas com elevada densidade de armadura. Estes conectores são amplamente utilizados para conectar diferentes membros estruturais, por exemplo, em ligações base-pilar e conexões viga-pilar, bem como em situações de reforço e a confiabilidade e aplicabilidade de sua utilização já foram avaliadas em estudos numéricos e experimentais. Consequentemente, diretrizes para orientar o uso desse mecanismo de ancoragem foram introduzidas em normas como o *FIB Bulletin 58* (2011) e o *ACI 318* (2019).

Em conexões viga-pilar de concreto armado, a utilização de barras com ganchos se tornou uma alternativa viável para situações em que o comprimento de embutimento elevado de barras retas impede sua adequação no elemento estrutural. Entretanto, em algumas circunstâncias, tal como em estruturas superarmadas, os ganchos também podem ocasionar o congestionamento das armaduras, reduzindo a praticidade de sua montagem e dificultando a concretagem. Neste contexto, os conectores com cabeça mostram-se uma alternativa promissora em substituição aos métodos de ancoragens convencionais supracitados.

Apesar de suas vantagens, a utilização de conectores com cabeça ainda consiste em um desafio para projetistas estruturais, uma vez que os atuais modelos de cálculo para estimativa da capacidade resistente dos tais ainda necessitam ser aprimorados a fim de que possam fornecer resultados mais acurados. Conforme Shao (2016) e Nilforoush *et al.* (2017), uma das razões que contribui para essa imprecisão dos resultados é o fato de que muitos destes modelos de cálculo desconsideram a influência de variáveis importantes, tais como a influência do tamanho da cabeça e a presença armadura suplementar, no desempenho das ancoragens. Assim, para auxiliar no desenvolvimento de modelos de cálculo mais precisos, pesquisas para investigar e avaliar o comportamento de conectores com cabeça embutidos em elementos de concreto vêm sendo realizadas.

Furche e Eligehausen (1991) iniciaram estudos sobre a influência do efeito de borda, resistência do concreto, tamanho da cabeça do conector e comprimento de embutimento na capacidade de ancoragem, relacionando esta última variável com o mecanismo de falha. Conforme o *ACI 318* (2019), para conectores com cabeça sob tensões de tração, os possíveis modos de falha, os quais são relevantes para a estimativa da carga última, são a ruptura pela ruptura da barra de aço, ruptura pelo cone de concreto, deslocamento lateral, fendilhamento do concreto e escorregamento da ancoragem, como ilustrado na Figura 1. A alternância entre estes mecanismos de falha depende, além do comprimento de embutimento, do cobrimento lateral, espessura do elemento de concreto, área de contato efetiva da cabeça, entre outros fatores que são discutidos na pesquisa realizada por Gil-Martín (2019).

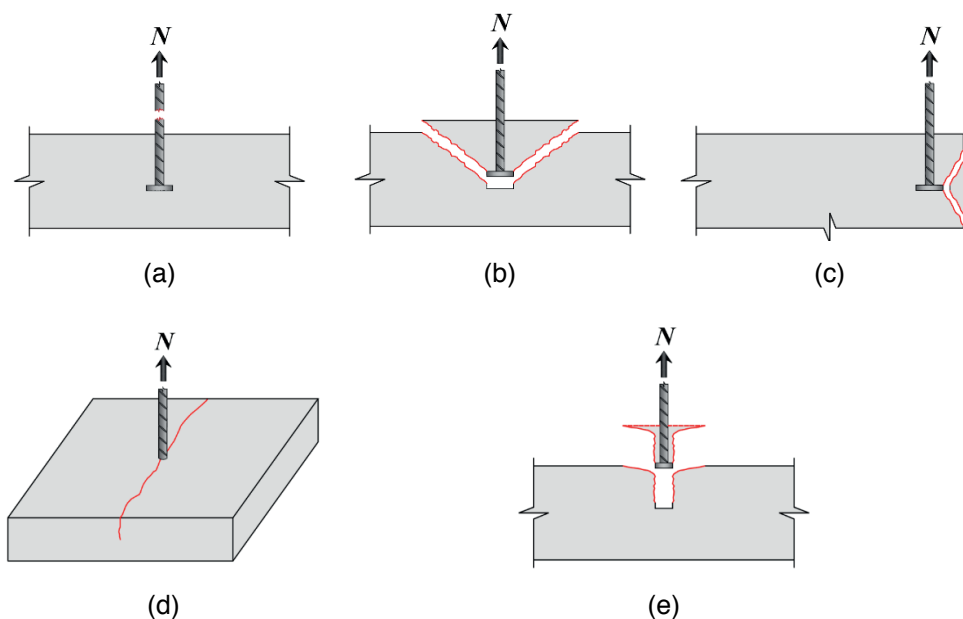


Figura 1 - Modos de falha de conectores (a) ruptura da barra de aço, (b) ruptura pelo cone de concreto, (c) deslocamento lateral, (d) fendilhamento do concreto, (e) escorregamento.

Bashandy (1996) aprofundou os estudos de Furche e Eligehausen (1991) e mostrou que o valor da capacidade de ancoragem tende a aumentar à medida em que a distância até a borda aumenta, considerando que uma massa maior de concreto resiste a formação da ruptura por deslocamento lateral. Bujnak, Bahleda e Farbak (2014) e Chun, Choi e Jung (2017) investigaram a influência do nível de fissuração do concreto na capacidade de carga, mostrando que esta pode ser consideravelmente reduzida pela presença de fissuras, e Sharma *et al.* (2017) conduziram testes experimentais com diferentes taxas de armadura suplementar, em ancoragens com cabeça submetidas a esforços de tração e cisalhamento, mostrando que a carga de falha pode ser aumentada com a utilização destas, propondo também um modelo de cálculo mais acurado.

Portanto, apesar de ter a sua viabilidade de utilização comprovada, a aplicabilidade dos conectores com cabeça ainda não foi explorada em sua totalidade, estando isto ligado ao fato de que recomendações normativas e guias de dimensionamento ainda necessitam de aprimoramento em seus modelos teóricos. Além disso, dentre as pesquisas desenvolvidas nos últimos 50 anos que investigaram o comportamento das barras com cabeça, poucas evidenciaram o estudo delas em conexões viga-pilar de concreto armado, regiões críticas em estruturas com elevadas densidades de armadura, uma vez que a alta concentração de barras de aço pode prejudicar a concretagem e a consolidação do material.

Isto posto, neste trabalho são analisados e discutidos os resultados de 6 testes de arrancamento em barras com cabeça ancoradas em prismas de concreto armado, projetados para simular conexões viga-pilar com base em um modelo adaptado do que fora apresentado por Chun, Choi e Jung (2017). É investigada a influência do comprimento

de embutimento (h_{ef}) e diâmetro da barra na capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça. As resistências experimentais são comparadas àquelas estimadas através de modelos de cálculos propostos por Regan (2000), Eurocode 2 (2010), ETAG/EOTA Anexo C (2010), *FIB Bulletin 58* (2011) e ACI 318 (2019) com a finalidade de avaliar o desempenho dos tais em termos de acurácia.

2 | MÉTODOS DE CÁLCULO

Entre os principais parâmetros estudados na literatura que influenciam na capacidade de ancoragem de conectores com cabeça estão a resistência à compressão do concreto (f_c), diâmetro da cabeça (Φ_c), o comprimento de embutimento (h_{ef}), a distância até a borda (c_{a1}), o efeito de agrupamento, a presença de armaduras suplementares e a abertura de fissuras. O valor de h_{ef} , por sua vez, para conectores com cabeça, constitui uma das variáveis que exerce maior influência na resistência última à tração e, em sua análise, de acordo com Eligehausen e Sawade (1989), deve-se levar em consideração o efeito escala que faz com que carga última aumente na proporção de $h_{ef}^{1,5}$.

Para ancoragens submetidas a esforços de tração, a resistência do concreto à tração também é um parâmetro relevante, uma vez que condiciona a transferência de esforços entre o conector e o concreto, e, segundo Eligehausen, Mallée e Silva (2006), ela pode ser considerada como sendo proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão ($f_c^{1/2}$). Concernente a presença de fissuras, principalmente para rupturas pelo cone de concreto, ela produz impactos negativos similares ao efeito de borda, uma vez que impede o completo desenvolvimento do cone, podendo reduzir em 70% o valor da capacidade de ancoragem para o concreto não fissurado (ELIGEHAUSEN, MALLÉE e SILVA, 2006). Esta redução corresponde aos distúrbios de tensões que ocorre pela interrupção da projeção do cone de concreto.

Isto posto, a capacidade de ancoragem de um conector é dada pela equação 1:

$$N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (1)$$

onde k_c é um parâmetro que depende da presença ou não de fissuras no concreto e λ_a é um fator de modificação relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve. Para o concreto normal moldado in loco este valor é igual a 1,0.

A equação 1, base dos modelos teóricos disponíveis na literatura (ver tabela 1), consiste no método de cálculo utilizado pelo ACI 318 (2019) e baseia-se no modelo da capacidade do cone de concreto (CCD) proposto por Fuchs et al. (1995) e adaptado do método Kappa. Nesse modelo, a ruptura do cone de concreto é resultado da origem de uma falha que forma com a superfície do concreto um ângulo de aproximadamente 35°, formando uma pirâmide de base quadrada de lados medindo 3 vezes o valor de h_{ef} e

altura igual a h_{ef} . A carga última resistente de uma barra ou um grupo de barras ancoradas, sujeitas a esforços de tração, é dada por:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad (2)$$

Como pode ser observado, a equação 2 depende de diversos fatores que consideram efeitos da geometria, a área de projeção do cone de concreto, espaçamentos e distância à borda do prisma, da área real da superfície a falha obtida ao se considerar efeito de borda e agrupamento; da excentricidade da aplicação da força de tração no grupo; da perturbação da distribuição de tensões no concreto provocada pelas bordas do membro de concreto; do nível de fissuração do concreto sob carga de serviço; além do valor limite da resistência de uma única ancoragem, apresentada na equação 1.

O método de cálculo apresentado no *FIB Bulletin 58* (2011) se assemelha ao *ACI 318* (2019), dependendo de um fator de redução adicional que considera a influência de armaduras dispostas próximas umas das outras no elemento de concreto, sendo aplicado para ancoragens que possuam $h_{ef} < 100$ mm. Além disso, os valores do fator k_1 são diferentes, como pode-se observar na Tabela 1.

As equações apresentadas no Eurocode 2 (2010) e no EOTA/ETAG Anexo C (2010) para o cálculo da capacidade de ancoragem pela ruptura do cone de concreto são similares àquelas presentes no *FIB Bulletin 58* (2011), com a proposição de novos valores para fator k_1 (ver Tabela 1). Regan (2000), por sua vez, propôs um valor diferente para o mesmo fator k_1 , relacionado o mesmo ao tipo de mecanismo de ancoragem.

Símbolos	Parâmetro	Regan	Eurocode 2	EOTA/ETAG	<i>fib Bulletin</i> nº 58	ACI 318	
	K1 para concreto não fissurado	14,0 para conectores com cabeça	11,9	10,1	12,7	12,5 ($h_{ef} < 280$ mm)	
	K1 para concreto fissurado	10 para ganchos e dobras	8,5	7,2	8,9	4,9 (280 mm $< h_{ef} < 635$ mm)	
							10 ($h_{ef} < 280$ mm)
							3,9 (280 mm $< h_{ef} < 635$ mm)
	n	3/2	3/2	3/2	3/2	3/2	3/2 ($h_{ef} < 280$ mm)
							5/3 (280 mm $< h_{ef} < 635$ mm)

Tabela 1 - Resumo dos modelos teóricos de cálculo para ruptura pelo cone de concreto.

3 | PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi constituído por um total de seis ensaios de arrancamento em conectores com cabeça pré-instalados em prismas de concreto armado com o objetivo de investigar fatores que influenciam na resistência última à tração destes mecanismos

de ancoragem. As principais variáveis foram o diâmetro dos conectores, 12,5 mm e 16 mm, o comprimento de embutimento, variando entre 60 mm e 150 mm, e a distância até a borda, 52 mm e 70 mm.

Os espécimes foram projetados para simular uma conexão viga-pilar, de maneira semelhante ao modelo proposto por Chun, Choi E Jung (2017), com espessura e comprimento fixos, 250 mm e 1100 mm, respectivamente, e largura variando entre 285 e 590 mm. Esses prismas foram dimensionados para que os ensaios ocorressem com a peça não fissurada, sob condições de boa aderência, e com o modo de falha governado pela ruptura do cone de concreto (*concrete breakout*). Detalhes da disposição das armaduras são apresentados na Figura 2 e as principais características dos espécimes são mostradas na Tabela 2.

O concreto utilizado foi do tipo usinado e, para a determinação de suas propriedades mecânicas foram moldados corpos de prova (CPs) com dimensões iguais a 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, os quais foram submetidos a ensaios de resistência à compressão e à tração por compressão diametral, de acordo com a ABNT NBR 7222 (2011) e a ABNT NBR 5739 (2007), respectivamente. A resistência à compressão média aos 28 dias (f_{cm}) foi igual a 40,6 MPa, a resistência à tração média (f_{ctm}) foi igual a 3,75 MPa e o módulo de elasticidade (E_c) igual a 38,99 GPa.

Na fabricação dos conectores foram utilizadas barras de aço CA-50 e as cabeças circulares foram conectadas a estas por meio do processo de soldagem a arco elétrico com eletrodo revestido, de modo que a sua falha ocorresse pela ruptura da seção da barra de aço. A Tabela 2 mostra propriedades mecânicas destes materiais supracitados.

Especimes	Conectores com cabeça						Armadura de Flexão / Prisma					
	h_{ef}	φ_c	φ_h	C_{a1}	f_y	E	N1/N2	φ_f	N3	f_y	E	b_w
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(GPa)		(mm)		(MPa)	(GPa)	(mm)
H-80-16-70	80	16,0	48,0	70,0	500	200	3	16,0	6	500	200	380
H-110-16-70	110						4		6			470
H-150-16-70	150						5		7			590
H-60-12-52	60	12,5	37,5	52,0			4	12,5	6			285
H-85-12-52	85						5		6			360
H-120-12-52	120						6		6			465

Tabela 2 - Características principais dos espécimes.

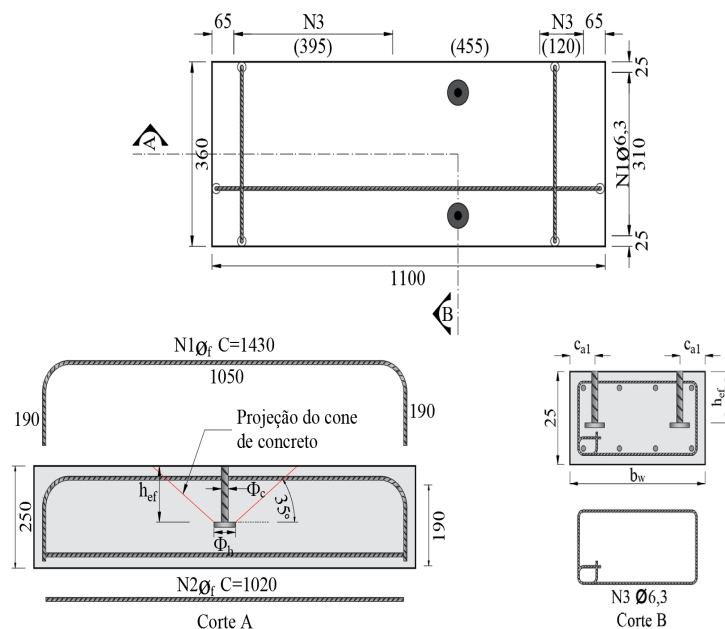


Figura 2 - Detalhamento das armaduras dos blocos de concreto.

Para a realização das análises, foram coletados dados da carga de tração aplicada, deformação e deslizamento dos conectores com cabeça, deformação da armadura longitudinal do bloco de concreto e deslocamento vertical do bloco provocado por sua deflexão. A obtenção dos valores de forças e deformações durante os ensaios de arrancamento foi realizada, respectivamente, por meio de células de carga, LVDT's (Transdutores de Variação de Deslocamento Linear) e extensômetros elétricos.

Os LVDT's foram posicionados em 4 pontos selecionados, sendo dois em cada face lateral fora da área de formação do cone de concreto e um em cada barra na face inferior do bloco (ver Figura 3). Os LVDT's 1 e 2 mensuram o escorregamento das barras, e os 3 e 4, posicionados nas laterais, o deslocamento do bloco de concreto. Para posicionar os LVDT's na cabeça dos conectores, uma barra adicional de 5 mm de diâmetro foi soldada na superfície inferior das cabeças, sendo revestida de poliestireno Expansível (EPS) durante a concretagem, de acordo com o detalhe 1 na Figura 3.

de uma seção transversal de concreto armado submetida a cisalhamento, momento e carga axial. Assim, buscando estabelecer um padrão no nível de fissuração e manter o mesmo inferior ao valor recomendado por Eligehausen (1984), variou-se a taxa de armadura longitudinal do pilar, representado pelo bloco de concreto, entre 1,27% e 1,38%. O resumo das taxas de armadura e abertura de fissura são apresentados na Tabela 3.

ID	ϕ (mm)	ρ (%)	M_u (kNm)	$w_{k\ NBR}$ (mm)	$w_{k\ Resp.}$ (mm)
H-80-16-70	16	1,27	72,7	0,01	0,02
H-110-16-70	16	1,37	96,6	0,02	0,02
H-150-16-70	16	1,36	120,8	0,02	0,03
H-60-12-70	12,5	1,38	60,5	0,01	0,00
H-85-12-55	12,5	1,36	75,7	0,01	0,00
H-120-12-55	12,5	1,27	91,0	0,01	0,02

Tabela 3 - Características principais dos espécimes.

ID	h_{ef} (mm)	N_u (KN)	N_u / N_{Regan}	$N_u / N_{Eurocode}$	N_u / N_{EOTA}	N_u / N_{FIB}	N_u / N_{ACI}
H-80-16-70	80	45,23	1,05	1,24	1,30	1,16	1,06
H-110-16-70	110	62,37	0,95	1,12	1,18	1,05	1,07
H-150-16-70	150	105,45	1,24	1,46	1,53	1,36	1,39
H-60-12-70	60	36,27	1,47	1,73	1,81	1,62	1,32
H-85-12-55	85	56,22	1,34	1,58	1,66	1,48	1,39
H-120-12-55	120	67,92	1,04	1,22	1,28	1,14	1,16
Média			1,18	1,39	1,46	1,30	1,23
Desvio Padrão			0,20	0,24	0,25	0,22	0,15
Coefficiente de Variação			0,17	0,17	0,17	0,17	0,13

Tabela 4 - Resultados das cargas de ruptura experimentais e teóricas.

Todos os espécimes falharam pela ruptura do cone de concreto. A tabela 4 apresenta a capacidade resistente à tração (N_u) dos conectores medidas nos ensaios e compara estas com os valores teóricos calculados seguindo as recomendações de Regan (2000), Eurocode 2 (2010), ETAG/EOTA 001 Anexo C (2010), *FIB* Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2019). Uma vez que haviam dois conectores por prisma de concreto, os valores de N_u apresentados consistem na média aritmética entre as duas cargas.

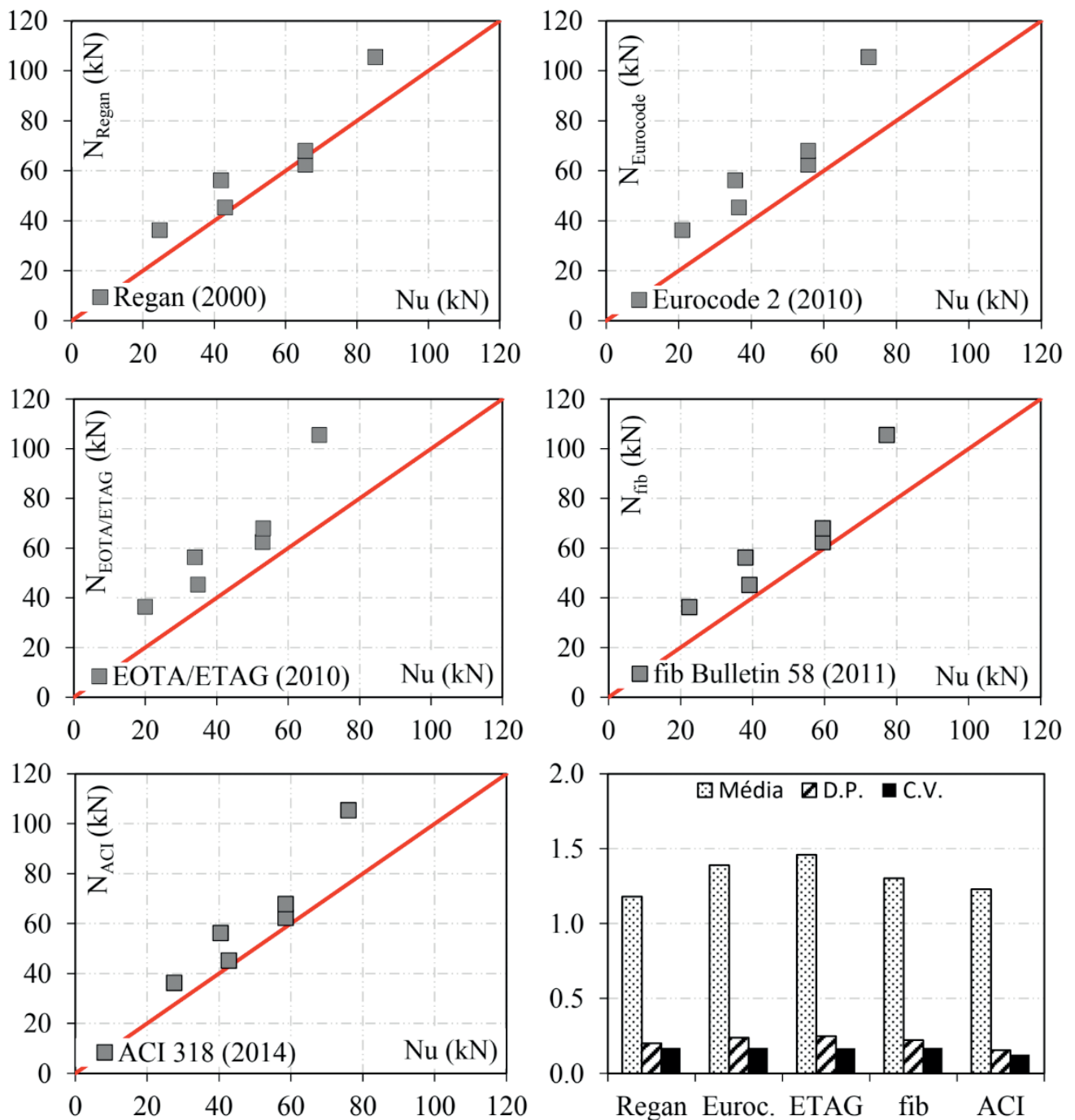


Figura 4 - Avaliação dos modelos teóricos quanto a acurácia das estimativas da capacidade de carga.

Como pode ser observado na tabela 4, dentre os métodos de cálculo analisados, o modelo apresentado por Regan (2000) mostrou a melhor correlação com os valores obtidos nos ensaios, com uma média igual a 1,18 para a razão entre as resistências experimental e estimada (N_u/N_{te0}), desvio padrão igual a 0,20 e coeficiente de variação igual a 0,17. Entretanto, apesar de mostrar a maior acurácia, este modelo de cálculo foi o que apresentou resultado desfavorável à segurança, superestimando a capacidade de ancoragem do conector (ver figura 4). O segundo modelo de cálculo a apresentar estimativas mais acuradas foi aquele previsto no ACI 318 (2019), com média, desvio padrão e coeficiente de variação igual a 1,23, 0,15 e 0,13, respectivamente. Este modelo também foi o que apresentou a menor dispersão dos resultados.

Concernente aos modelos de cálculo com performance mais insatisfatória em termos de acurácia, destacaram-se aqueles presentes no EOTA/ETAG Anexo C (2010) e Eurocode 2 (2010), sendo os mais conservadores. Entretanto, o último mostrou um melhor desempenho, com uma menor média para a razão $N_u/N_{u,teo}$, 1,39, e menor desvio padrão, igual a 0,24.

A figura 5 avalia a precisão dos modelos teóricos em função do comprimento de embutimento do conector, confrontando o mesmo com a razão entre as resistências experimental e teórica, doravante definida por fator λ . Observou-se que, para os espécimes ensaiados, a acurácia dos modelos de cálculo tendeu a reduzir com o decréscimo do comprimento de embutimento, com exceção daquele previsto no ACI 318 (2019).

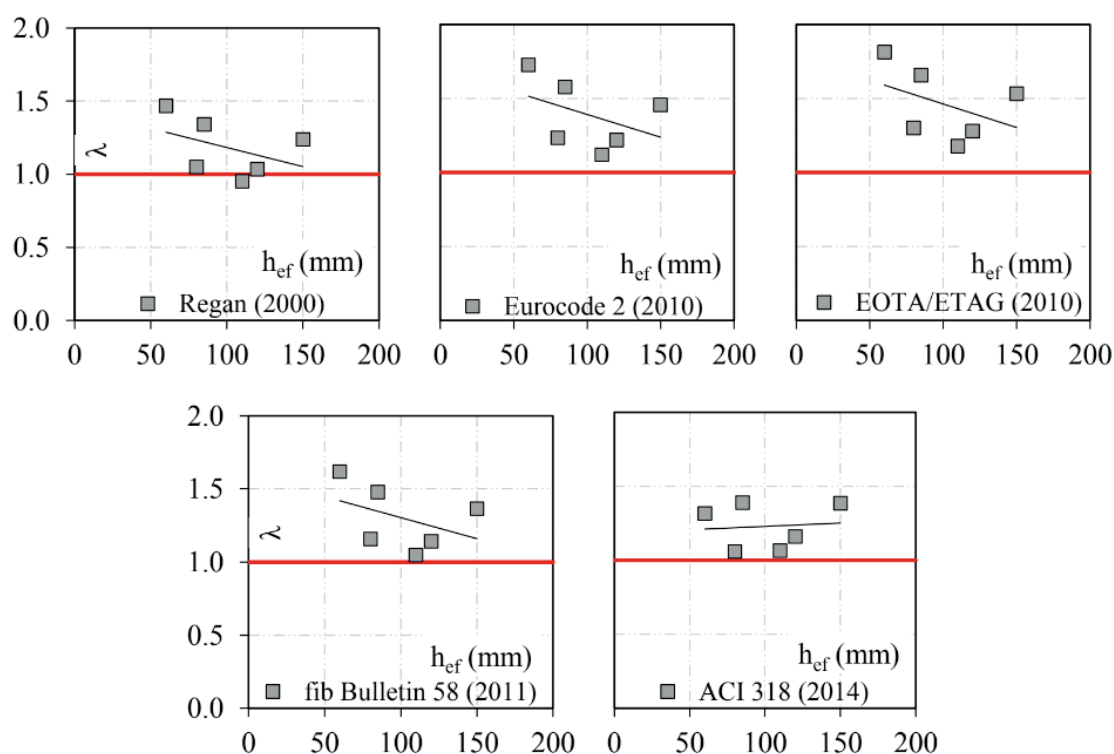


Figura 5 - Avaliação dos modelos teóricos quanto a acurácia em função de h_{ef} .

Através da figura 5, observa-se que para valores de h_{ef} próximos a 100 mm, verificou-se também que os modelos teóricos passaram a fornecer estimativas mais satisfatórias em termos de acurácia. Novamente, é possível notar que o método proposto por Regan (2000) foi o que apresentou resultados mais acurados, mas forneceu valores desfavoráveis à segurança.

No que diz respeito aos modelos de cálculo do Eurocode 2 (2010), EOTA/ETAG Anexo C (2010) e *FIB* Bulletin 58 (2011), o desempenho dos tais foi menor em comparação com o daquele previsto no ACI 318 (2019) devido às maiores imprecisões obtidas para valores de h_{ef} inferiores a 100 mm. Tal comportamento pode estar relacionado ao fato de que estas normas, diferentemente do ACI 318 (2019), consideram o efeito negativo das amaduras do prisma de concreto armado dispostas com espaçamento inferior a 150 mm.

A figura 6 mostra a correlação entre a capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça e o comprimento de embutimento. Conforme pode ser observado, a resistência a tração se elevou com incrementos sucessivos no valor de h_{ef} . Através da linha de tendência, criada por meio de uma interpolação exponencial, percebe-se que há uma forte correlação entre ambos, comportamento este que já era esperado. De acordo Petersen *et al.* (2018), o comprimento de embutimento exerce uma grande influência sobre o modo de ruptura das ancoragens, condicionando o seu desempenho, e, segundo Gil-Martín *et al.* (2019), esta influência se torna mais notável nos casos em que a falha é governada pela ruptura do cone de concreto.

Para investigar a possível influência do diâmetro nominal do conector na sua capacidade de carga, inicialmente buscou-se eliminar a influência da resistência à compressão do concreto e, principalmente, do comprimento de embutimento no valor de N_u , uma vez que o valor de h_{ef} varia e foi evidenciada a correlação entre h_{ef} e a resistência última à tração. Com este objetivo, a carga última experimental foi normalizada dividindo-se a mesma pelo produto entre a raiz da resistência à compressão média do concreto e o comprimento de embutimento elevado à potência de 1,5, como mostra a equação 3. Os valores de N_u normalizados são apresentados na tabela 5.

Comparando os resultados, é possível averiguar que não foi possível identificar uma tendência de crescimento ou decréscimo da capacidade resistente à tração do conector com a variação do diâmetro nominal da barra. Tal comportamento indica a pouca ou nenhuma interferência do diâmetro nominal da barra na capacidade resistente à tração dos conectores. Este resultado pode mudar para maiores comprimentos de embutimento.

$$N_{u,normalizado} = \frac{N_u}{\sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5}} \quad (3)$$

ID	h_{ef} (mm)	d	$N_{u,normalizado}$ ($N^{0,5}/mm^{0,5}$)
H-80-16-70	80	16,0	1,05
H-110-16-70	110	16,0	0,95
H-150-16-70	150	16,0	1,24
H-60-12-70	60	12,5	1,47
H-85-12-55	85	12,5	1,34
H-120-12-55	120	12,5	1,04

Tabela 5 - Valores de N_u normalizados.

5 | CONCLUSÕES

Esta pesquisa apresenta os resultados de nove testes de arrancamento em conectores com cabeça pré-instalados em prismas de concreto armado. As principais variáveis foram

o comprimento de embutimento, diâmetro dos conectores, e a distância até a borda. Os valores medidos nos ensaios para a capacidade de ancoragem foram comparados com os teóricos calculados a partir dos modelos de cálculo apresentados por Regan (2000), Eurocode 2 (2010), EOTA/ETAG Anexo C (2010), *FIB Bulletin 58* (2011) e ACI 318 (2019). As principais conclusões são apresentadas abaixo:

- I. Dentre as variáveis, o comprimento de embutimento exerceu maior influência sobre a capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça. Para o diâmetro de 16 mm, um incremento de 87,5% no valor de h_{ef} (80 mm para 150 mm) proporcionou um ganho aproximadamente igual a 133% na capacidade resistente à tração. Para o menor diâmetro, observou-se um comportamento semelhante, embora com uma menor taxa de crescimento.
- II. Dentre os métodos de cálculo analisados, o que fora proposto por Regan (2000) foi o que apresentou a melhor correlação, fornecendo uma média igual a 1,18 para a razão N_u/N_{teo} , desvio padrão igual a 0,20 e coeficiente de variação igual a 0,17. No entanto, apesar de ser mais preciso, o mesmo apresentou resultado desfavorável à segurança. O modelo teóricos que apresentou o menor desempenho em termos de acurácia foi o proposto na norma EOTA/ETAG Anexo C (2010), com média para a para a razão N_u/N_{teo} igual a 1,46, desvio padrão igual a 0,25 e coeficiente de variação igual a 0,17, respectivamente, sendo classificado como o mais conservador.
- III. Nos ensaios realizados, o diâmetro nominal da barra mostrou pouca ou nenhuma interferência na capacidade resistente à tração dos conectores. Tal comportamento pode mudar para maiores comprimentos de embutimento.

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar sua gratidão a Paul E. Regan, professor emérito da Universidade de Westminster, por todas as relevantes considerações feitas durante o desenvolvimento desta pesquisa. Ao suporte financeiro da CAPES e CNPq, agências de desenvolvimento de pesquisas brasileiras.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, **Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI-318**. New York, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto, ABNT NBR 5739**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, ABNT NBR 7222**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras de concreto armado e protendido – procedimento, ABNT NBR 6118**. Rio de Janeiro, 2014.

BASHANDY, T. **Application of headed bars in concrete members**. Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1996.

BUJNAK, J.; BAHLEDA, F.; FARBAK, M. **Headed fastenings acting in cooperation with supplementary steel reinforcement**. *Procedia Engineering*, v. 91, p.250-255, 2014.

CHUN, S.-C.; CHOI, S.-H.; JUNG, H. **Side-Face Blowout Failure of Large-Diameter High-Strength Headed Bars in Beam-Column Joints**. *ACI Structural Journal*, v. 114, n. 1, p.161-172, jan.-fev. 2017.

ELIGEHAUSEN, R. **Wechselbeziehungen zwischen Befestigungstechnik und Stahlbetonbauweise**, (Interactions of Fastenings and Reinforced Concrete Constructions). In *Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau*, Verlag Wilhelm Ernst and Sohn. Berlin, 1984.

ELIGEHAUSEN, R; MALLÉE, R; SILVA, J. F. **Anchorage in Concrete Construction**. 1° edition, Ernst and Sohn GmbH and Co. KG. 2006.

ELIGEHAUSEN, R., SAWADE, G. **Fracture Mechanics Based Description of the Pull-Out Behaviour of Headed Studs Embedded in Concrete**. *Fracture Mechanics of Concrete Structures. From Theory to Applications*. L. Elfgren, ed., Chapman & Hall, London, p. 263-281. 1989.

Eurocode 2: **Design of concrete structures – Part 4-2: Design of fastenings for use in concrete, EN 1992-4**. Brussels: European Committee for Standardization, CEN/TC 250, 2010.

EOTA, ETAG ANEXO C: **Anchors for Use in Concrete**. Guideline for European Technical Approval of Metal, Brussels, 2010.

FIB BULLETIN 58. Design of Anchorages in Concrete. International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, 2011.

FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J.E. **Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete, Authors' Closure to Discussion**. *ACI Structural Journal*, v. 92, n. 6, p.794-802, 1995.

FURCHE, J.; ELIGEHAUSEN, R. **Lateral Blow out Failure of Headed Studs Near a Free Edge**. *ACI Structural Journal*, v.130, p.235-252, jan. 1991.

GIL-MARTÍN, L. M.; HERNÁNDEZ-MONTES, E. **Reinforcement anchored in tension by heads. Review of capacity formulation and applicability limits**. *Engineering Structures*, v. 184, p. 186-193, jan. 2019.

NILFOROUSH, R.; NILSSON, M.; ELFGREN, L.; OŽBOLT, J.; HOFMANN, J.; ELIGEHAUSEN, R. **Influence of Surface Reinforcement, Member Thickness, and Cracked Concrete on Tensile Capacity of Anchor Bolts**. *Aci Structural Journal*, v. 114, n. 6, p.1519-1530, nov.-dec. 2017.

PETERSEN, D.; LIN, Z.; ZHAO, J. **Design of anchor reinforcement for seismic tension loads**. *Engineering Structures*, v. 164, p. 109-118, 2018.

REGAN, P. E. **Shear Reinforcement of Flat Slabs**. International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings, TRITA-BKN, *Bulletin 57*, p. 99-107, 2000.

SHAO, Y. **Anchorage of headed reinforcing bars in exterior beam-column joints**. PhD Thesis, University of Kansas, Lawrence, Kansas, 2016.

SHARMA, A.; ELIGEHAUSEN, R.; ASMUS, J. **Comprehensive analytical model for anchorages with supplementary reinforcement**. In 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete. Stuttgart, Germany, 2017.

ESTUDO DA DOSAGEM DE CONCRETO AUTOADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS ADOTANDO O MÉTODO DO EMPACOTAMENTO COMPRESSÍVEL (MEC)

Data de aceite: 01/06/2020

Data da submissão: 03/04/2020

Matheus Galvão Cardoso

Mestre em Estruturas e Construção Civil – PECC
- Universidade de Brasília- Distrito Federal -
Campus Universitário Darcy Ribeiro, Faculdade
de Tecnologia (FT), Departamento de Engenharia
Civil e Ambiental (ENC)
matheus-ssdo@hotmail.com
<http://lattes.cnpq.br/3855774354488267>

Rodrigo de Melo Lameiras

Doutor em Engenharia Civil pela Universidade do
Minho – Professor na Universidade de Brasília.
Campus Universitário Darcy Ribeiro, Faculdade
de Tecnologia (FT), Departamento de Engenharia
Civil e Ambiental (ENC)
<http://lattes.cnpq.br/9194162024248712>

RESUMO: O concreto autoadensável reforçado com fibras de aço (CAARF) é uma inovação que reúne as vantagens do concreto autoadensável e do concreto reforçado com fibras, que podem atuar em dois problemas do concreto convencional, melhorando a concretagem e eliminando a necessidade de vibrações com sua alta trabalhabilidade, além de aumentar a ductilidade e tenacidade do concreto devido à inclusão da fibra. Este material pode ser usado

em estruturas com altas taxas de reforço, permitindo uma concretagem mais eficiente e, ao mesmo tempo, reduzindo a taxa de reforço. Existem várias maneiras de se dosar um concreto autoadensável, sendo uma das mais precisas a abordagem proposta por De Larrard (1999), o Método do Empacotamento Compressível. Este método baseia-se na solução do empacotamento de misturas secas em todos os componentes utilizados na dosagem do concreto. No entanto, os estudos de dosagem do CAARF usando o MEC ainda são incipientes. Há tentativas de considerar o efeito da fibra no concreto proposto por De Larrard (1999) e por Yu *et al.* (1993). De Larrard (1999) avalia o efeito das fibras considerando uma zona perturbada que elas podem gerar na mistura, enquanto Yu *et al.* (1993) simula o efeito das fibras através do conceito de diâmetro equivalente. Os resultados apontaram que as duas abordagens podem ser utilizadas para dosagens do CAARF, entretanto, para volumes de fibras maiores que 2%, a abordagem que apresentou mais indicada é a proposta por YU *et al.* (1993).

PALAVRAS-CHAVE: Concreto reforçado com fibras, Método de empacotamento compressível, concreto autoadensável, Concreto Autoadensável reforçado com fibras.

ABSTRACT: The Self-Compacting Concrete fiber Reinforced (SCCFR) is an innovation that brings together the advantages of self-compacting concrete and steel fiber reinforced concrete, which can act on two problems of conventional concrete, improving the concreting step by eliminating the need for vibration due to its high workability, in addition to increasing the ductility and toughness of the concrete due to the inclusion of the fiber. This material can be used in structures with high reinforcement rates, enabling a more efficient concreting and at the same time reducing the reinforcement rate. There are several ways to measure a self-compacting concrete, one of the most precise being the approach proposed by De Larrard (1999), the concrete mixture proportioning. This method is based on solving the packaging of dry mixtures in all components used in the dosing of the concrete. However, SCCFR dosing studies using the MEC are still incipient. There are attempts to consider the effect of fibre on the concrete proposed by De Larrard (1999) and by Yu *et al.* (1993). De Larrard (1999) assesses the effect of fibers by considering a disturbed zone that they can generate in the blend, while Yu *et al.* (1993) simulates the effect of fibres through the concept of equivalent diameter. The results indicated that the two approaches can be used for SFRSCC mixes, however, for volumes of fibers greater than 2%, the most indicated approach is the one proposed by YU *et al.* (1993).

KEYWORDS: Fiber reinforced self-compacting concrete, method of compressible packaging, self-compacting concrete,

1 | INTRODUÇÃO

O concreto de cimento Portland é o principal material de engenharia utilizado pelo homem. Diversos são os fatores que podem explicar sua larga utilização, tais como, a elevada resistência mecânica, custos relativamente baixos, versatilidade de se adequar nas mais variadas formas e ainda à rapidez de execução (GARTNER, 2004).

Essa grande utilização faz com que cada vez mais se realize pesquisas com o intuito de se desenvolver tecnologias e variações deste material que aumentem as suas aplicabilidades, sobretudo, pelo fato do concreto apresentar algumas peculiaridades, como por exemplo, o comportamento frágil e baixa capacidade de deformação quando sujeito a tração (FIGUEIREDO, 2011).

O Concreto Reforçado com Fibras (CRF) é um exemplo de variação do concreto, onde se adiciona fibras na matriz do concreto com intuito de melhorar sua resistência à fissuração, tenacidade, resistência à fadiga, resistência ao impacto, dentre outras propriedades. As propriedades do concreto reforçado com fibras dependem do tipo, quantidade e dimensão das fibras (MEHTA E MONTEIRO, 2014).

No momento do lançamento do concreto diversos problemas são observados, onde muitas vezes a deficiência na mão de obra na concretagem pode afetar significativamente

sua durabilidade. Com o objetivo de sanar os problemas advindos das falhas de concretagem, como nas etapas de lançamento e vibração, foi desenvolvido no final da década de 1980 por engenheiros japoneses o Concreto Autoadensável (CAA). O CAA tem como principais vantagens a capacidade de resistir à segregação, habilidade de preenchimento dos espaços e ainda habilidade de passar por restrições (REPETTE, 2011).

O Concreto Autoadensável Reforçado com Fibras (CAARF) é uma inovação que alia os benefícios dos dois tipos de concretos supracitados. Traz consigo os benefícios do CRF como o ganho de tenacidade, e capacidade de resistir às tensões de tração residuais, pós-fissuração aliado às características do CAA, como a trabalhabilidade, habilidade de preenchimento e de transpor restrições, sem segregar e dispensando o uso de vibração.

Existem diversas maneiras para se dosar um concreto autoadensável, sendo uma das mais precisas, a abordagem proposta por De Larrard (1999), o Método do Empacotamento Compressível (MEC). O método se baseia em uma teoria que soluciona a questão de empacotamento de misturas secas em todos componentes utilizados na dosagem do concreto. O MEC apresenta algumas vantagens como o fato de basear-se em princípios científicos fundamentando-se em uma observação dos fenômenos, levantamento de hipóteses, criação de modelos matemáticos que representam os fenômenos e na confirmação experimental da eficácia dos modelos estabelecidos; a possibilidade da utilização de novos materiais que estão sendo amplamente utilizados na confecção dos concretos nos dias atuais, tais como microssílica, fíler calcário, superplasticantes, entre outros. Além disso, pode ser implementado computacionalmente, tendo em vista a possibilidade de ser esquematizado na forma de um algoritmo, foi desenvolvido o Betonlab Pro, uma ferramenta computacional desenvolvida com base no MEC. Esse software é capaz de realizar a otimização de misturas granulares para serem alcançadas as propriedades do desejadas concreto, como a resistência e a trabalhabilidade.

Contudo, a dosagem do CAARF é mais difícil de ser obtida tendo em vista o fato do efeito negativo promovido pelas fibras nas características reológicas do concreto autoadensável. O MEC, assim como outros métodos de dosagem do CAA, também pode ser adaptado para ser utilizado na dosagem do CAARF (GRUNEWALD, 2004; RAMBO, 2012; GABROIS, 2012), entretanto, os estudos realizados ainda são incipientes. Apesar das propostas de De Larrard (1999) e Yu (1993) para a consideração do efeito das fibras na mistura e compacidade da estrutura, os resultados não foram tão precisos, e apresentaram grande variabilidade, conforme Grunewald (2004) demonstrou em suas pesquisas.

1.1 Motivação

Mesmo se tratando de um material da construção civil relativamente novo, alguns estudos já foram realizados a respeito do CAARF (GRÜNEWALD, 2004; SILVA, 2004; PEREIRA et al., 2008; BARROS et al., 2009; RAMBO, 2012; FRITIH et al., 2013; LAMEIRAS,

2013; SALEHIAN, 2015). Esses estudos focam, principalmente, na determinação das propriedades do material no estado fresco e endurecido.

Apesar de já se utilizar o MEC na dosagem de CAARF (GRUNEWALD, 2004; RAMBO, 2012), observa-se uma lacuna quanto aos estudos que avaliem a melhor forma para que seja utilizado na produção deste concreto, devido a necessidade da determinação de uma maneira mais precisa da consideração do efeito das fibras na mistura, sobretudo para garantir um concreto com características reológicas requeridas, sabendo que ele precisa ser autoadensável.

Existem como referência as propostas de De Larrard (1999) através da consideração da fibra através de uma zona perturbada e a de Yu et al (1993) que avalia a fibra na mistura por meio do conceito de um diâmetro equivalente. Contudo estudos desenvolvidos por Grunewald (2004) comparando os dois métodos, através de diversas variações evidenciaram a necessidade de estudos complementares que possam ajudar a definir a maneira mais precisa da avaliação deste efeito na compacidade da mistura.

2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Concreto Autoadensável (CAA)

Originado no Japão na década de 1980 o Concreto Autoadensável (CAA) foi desenvolvido com o intuito de aumentar a durabilidade das estruturas, tendo em vista a disponibilidade de mão de obra pouco qualificada, onde foi constatado por engenheiros japoneses, que o adensamento inadequado era um dos principais fatores que afetavam a durabilidade das estruturas. Com a capacidade do CAA de se adensar sem a necessidade de vibração, aliada a grande capacidade de transpor obstáculos, foi possível alcançar aplicações mais rápidas e fáceis, com redução de mão de obra e ainda o fim dos ninhos de concretagem e barulhos de vibradores nas obras (REPETTE, 2011).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), o CAA se diferencia do concreto comum pela superioridade das suas características reológicas. Trata-se de um concreto fluido com grande abatimento, de alta coesão e que pode ser lançado e adensado sem vibradores. Suas principais aplicações são em elementos pré-moldados e pré-fabricados, estruturas densamente armadas e concretagens submersas. Diferencia-se do concreto convencional principalmente pelas características no estado fresco (TUTIKIAN *et al.*, 2011).

Sua utilização vem crescendo significativamente nos últimos anos, levando em conta o fato de vir se destacando em todo o mundo com vários trabalhos publicados em congressos e seminários, mostrando dentre outros aspectos positivos da sua utilização, a diminuição do tempo de concretagem, um melhor acabamento e a qualidade do concreto quando comparado com um concreto vibrado (BARROS, 2009).

2.2 Concreto Autoadensável Reforçado com Fibras (CAARF)

A cada dia que passa os concretos reforçados com fibras ganham maior interesse entre a comunidade científica. Estes concretos podem apresentar desempenho superior e características muito diferenciadas dos concretos produzidos sem reforço (RAMBO, 2012). Segundo Grunewald (2004), apresenta as vantagens do concreto autoadensável mais significativas no estado fresco, e ainda são observadas as vantagens obtidas com a adição das fibras no estado endurecido, como a tenacidade e ductilidade por exemplo. Porém uma atenção especial deve ser dada quanto à redução da trabalhabilidade do material, onde um emaranhado de fibras pode ser formado e prejudicar a autoadensabilidade do CAARF.

O reforço de fibras melhora principalmente o comportamento pós-fissuração do concreto, levando a um comportamento mais dúctil do material. Tal comportamento é explicado pela capacidade das fibras de transferirem as tensões através das fissuras, potencialmente levando a uma redução das aberturas de fissuras. A redução nas aberturas de fissuras dependerá da quantidade de fibras que atravessam a fissura, assim como das propriedades físicas e mecânicas da fibra, da relação de aspecto determinada pela razão do comprimento/diâmetro, rugosidade, resistência à tração e módulo de elasticidade (Grunewald, 2004; Lameiras, 2015).

Salehian e Barros (2015) salientam que o CAARF tem contribuído amplamente para o desenvolvimento do concreto, aumentando o campo de aplicação na Engenharia Civil que é cada vez mais exigente do ponto de vista do seu comportamento material e estrutural. O mesmo autor ressalta que o reforço de fibras oferece resistência à propagação de fissuras, permitindo que o CAARF apresente uma elevada capacidade de absorção de energia durante a fissuração da matriz, com ganhos observados, inclusive quanto à ductilidade e durabilidade.

A utilização de reforço fibroso em concreto vem crescendo bastante nos últimos trinta anos. A possibilidade da substituição das armaduras convencionais, de maneira total ou parcial é um grande atrativo observado no CAARF. Em seus estudos YOU *et al.* (2010) verificaram a possibilidade da substituição dos estribos de vigas moldadas com CAA por fibras metálicas, onde foi determinado que a depender do teor de fibras essas vigas apresentavam uma mudança no mecanismo de cisalhamento de frágil para dúctil. Já em estruturas de pequena espessura as armaduras convencionais podem ser totalmente substituídas conforme Lameiras (2015) realizou em seus estudos na fabricação de painéis pré-moldadas, onde utilizou o CAARF em substituição das armaduras convencionais. Sendo assim, a inclusão de fibras, além de melhorar a qualidade do concreto, pode acarretar em redução do período de construção, bem como de custos.

Tendo em vista esta grande aplicação diversos trabalhos vêm sendo desenvolvidos para que se entenda mais sobre esse tipo de concreto, seja para estudar melhores

maneiras de se dosar um concreto autoadensável (GRUNEWALD, 2004), seja para verificar aplicações em elementos estruturais (BARROS et al., 2009; YOU, 2010; LAMEIRAS, 2015).

2.2.1 Dosagem do CAARF

As técnicas de cálculo estrutural e construção civil passaram por notáveis progressos, para acompanhar esse desenvolvimento foi necessário o desenvolvimento de metodologias de dosagens mais precisas. Tudo isso visando garantir ao concreto as características exigidas por construtores e projetistas. Existe um renovado interesse na dosagem dos concretos, tendo em vista que os métodos que vinham sendo utilizados apresentam certas limitações, pois consistiam basicamente em dosar uma mistura de cimento, água e agregados, para que fossem atingidos o abatimento e a resistência à compressão aos 28 dias especificados (SILVA, 2004).

Uma das abordagens mais precisas é a proposta por De Larrard (1999), o Método do Empacotamento compressível (MEC). O MEC se baseia em uma teoria que soluciona a questão de empacotamento de misturas secas em todos componentes utilizados na dosagem do concreto. Relaciona os materiais constituintes com as características desejadas do concreto, por meio de equações. Esse método apresenta ainda uma grande vantagem com relação a outros métodos que é a possibilidade de ser programável. Usando dessa possibilidade foi desenvolvido o Betonlab Pro, uma ferramenta computacional desenvolvida com base no Modelo do Empacotamento Compressível (MEC). Esse software é capaz de realizar a otimização de misturas granulares para serem alcançadas as propriedades do desejadas concreto, como a resistência e a trabalhabilidade.

2.3 Método do Empacotamento Compressível (MEC)

Segundo De Larrard (1999) para a dosagem de um concreto trata-se de se resolver um problema de empacotamento. Depois de mais de uma década de estudo de sua equipe, De Larrard conseguiu construir uma teoria que soluciona a questão de empacotamento de misturas secas em todos componentes utilizados na dosagem do concreto. Foi uma versão que veio para aprimorar os modelos de empacotamento desenvolvidos pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Esse método tem como grande diferencial a possibilidade de se relacionar características requeridas para o concreto, como resistência à compressão, trabalhabilidade, viscosidade, por meio de equações, com os materiais constituintes e com a compacidade da mistura, possibilitando uma dosagem racional e científica.

Segundo Silva (2004) o MEC apresenta algumas vantagens com relação aos demais métodos, os quais são descritos a seguir:

- o desenvolvimento deste método segue os princípios científicos, ou seja, é fundamentado em uma observação dos fenômenos, levantamento de hipóteses, esta-

belecimento de modelos matemáticos que representam os fenômenos e nas comprovações experimentais dos modelos estabelecidos;

- inclui em seus modelos matemáticos a contribuição dos novos materiais que estão sendo utilizados na confecção dos concretos atualmente tais como; a microsílica, fíler calcário, superplasticantes, entre outros;
- utiliza um grande conjunto de dados experimentais para diversos concretos;
- é um método capaz de ser implementado computacionalmente

2.4 Descrição Conceitual do Método do Empacotamento

O MEC se baseia em dois blocos principais, o empacotamento virtual que é a compacidade tida como a máxima que pode ser obtida para determinada partícula e o empacotamento real que é o realmente obtido no processo adotado. Onde são correlacionados esses dois empacotamentos com um protocolo adotado.

2.4.1 Empacotamento virtual

O Empacotamento Virtual pode ser definido como um arranjo geométrico entre as partículas considerado ideal, onde se consiga alcançar uma compacidade máxima para as partículas. Formaguini (2005) define a compacidade virtual de empacotamento como a máxima compacidade possível de uma mistura granular monodispersa, organizando os grãos um a um em um determinado volume. Por exemplo, em partículas cúbicas é possível a obtenção da compactação máxima de 100%, arranjando os cubos um a um, face a face, conforme a Figura 1 mostra.

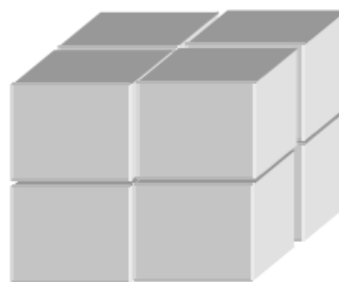


Figura 1- Arranjo de cubos, com compacidade máxima de 100% (Formaguini, 2005).

2.4.2 Empacotamento real

Conforme afirma De Larrard (1999) levando em conta estudos propostos por Mooney (1951) por analogia com o modelo de viscosidade, busca-se a determinação de um coeficiente K que irá relacionar os empacotamentos real e virtual, conforme pode ser visto nas equações 01 e 02:

$$K = \frac{1}{\left(\frac{\beta}{\phi} - 1\right)} \quad (\text{Equação01})$$

$$K = \sum_{i=1}^n K_i = \sum_{i=1}^n \frac{y_i/\beta_i}{\frac{1}{\Phi} - \frac{1}{\gamma_i}} \quad (\text{Equação02})$$

Como K é uma característica do protocolo de empacotamento, a densidade de empacotamento é então o valor de ϕ definido implicitamente pela equação 01. Onde o K é um função estritamente crescente de ϕ , como a soma de tais funções, para que haja é um valor único de ϕ satisfazendo esta equação para qualquer valor K positivo. Os γ_i são os parâmetros de controle do experimento, β_i são características das classes de grãos, e o valor de K depende do processo de fazer a mistura.

Adotando as equações mostradas, é possível determinar a compacidade virtual de materiais granulares. Com a realização de ensaios onde a energia de compactação é conhecida, pode ser determinada a compacidade real e assim adotando as equações 01 e 02 a compacidade virtual pode ser determinada, pois os valores de K também são conhecidos.

A compacidade real pode ser determinada experimentalmente de duas maneiras, dependendo do tamanho das partículas. No caso de partículas maiores que $100 \mu\text{m}$ é utilizado um ensaio de compressão e vibração.

2.5 Ensaio para determinação da compacidade experimental das misturas binárias

Conforme afirma Silva (2004) a compacidade experimental deve ser realizada para as partículas maiores que $100 \mu\text{m}$. Esta compacidade é determinada usando o protocolo de empacotamento, que utiliza vibração associada à compressão. De Larrard (1999) afirma que essa metodologia apresenta o valor de k igual a 9,0. O ensaio consiste na adição de um volume pré-definido da mistura dentro de um cilindro com dimensões conhecidas. Neste cilindro é colocado um pistão que proporcione uma pressão de compressão de 10 kPa no material. Logo em sequência, o cilindro e o pistão que seguem ilustrados na Figura , são levados a uma mesa vibratória com frequência e tempo determinados. Depois desse procedimento, a altura final da camada do material compactado deve ser medida e então a compacidade experimental pode ser calculada pela equação 03 (SILVA, 2004).

$$\phi = \frac{4M_s}{\pi \cdot D_c^2 \cdot h \cdot \rho_s} \quad (\text{Equação03})$$

onde:

ρ_s é a densidade do material;

M_s é a massa do material seco;

D_c é o diâmetro interno do cilindro;

h é a altura final da camada do material compactado.

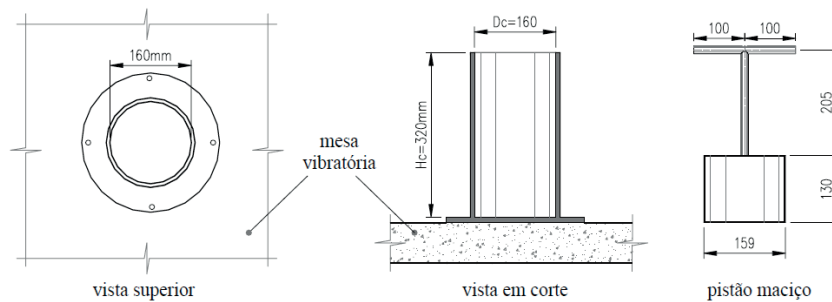


Figura 02- Cilindro metálico utilizado no ensaio (Silva, 2004).

2.5.1 Efeito da inclusão das fibras no MEC

Adição de fibras causa uma perturbação no empacotamento. Para a consideração do efeito desta perturbação, leva-se em conta a existência de um coeficiente universal k_f , que é a razão entre a distância de propagação e o tamanho das partículas, conforme pode ser visto na Figura 3. No caso de uma fibra suficientemente curta, a mesma pode caber em um interstício de grãos grosseiros sem perturbar o empacotamento natural. O comprimento total da fibra não é capaz de perturbar o empacotamento agregado.

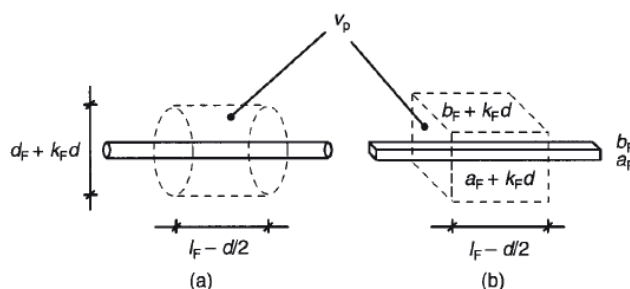


Figura 3- Região perturbada pela adição de fibras (De Larrard, 1999).

Seja L_f o comprimento da fibra e d_f o diâmetro da fibra. Sendo d_f o diâmetro da fibra cilíndrica, k_f é um coeficiente que relaciona o volume perturbado da fibra com o diâmetro máximo do agregado (d), a é a altura da fibra e b é a base da fibra, no caso de fibras retangulares. Assim, a compacidade virtual média afetada pela inclusão das fibras pode ser determinada utilizando a equação 04:

$$\bar{\beta}_l = (1 - \phi_f - N_{sf} \cdot v_p) \beta \quad \text{(Equação 04)}$$

Seja

$\bar{\beta}_l$: Compacidade virtual média de β , numa mistura afetada pela parede do recipiente ou pela inclusão das fibras;

ϕ_f : Porcentagem de fibras no esqueleto granular;

N_{sf} : Número de fibras por unidade de volume;

- v_p : Volume perturbado de uma fibra;
 β : Compacidade virtual não perturbada;

2.5.2 Conceito de diâmetro equivalente

A abordagem da perturbação que as fibras causam na compacidade pode ser feita ainda de outra maneira. Seria a consideração de um diâmetro equivalente, onde a fibra seria levada em conta como um agregado com um diâmetro que simularia seu comportamento dentro da mistura. Um método proposto por Yu *et al.* (1993) que possibilitava a inclusão de partículas irregulares no cálculo da compacidade de uma mistura através do cálculo de um diâmetro equivalente. Este método levava em conta diversos aspectos como a forma e o tamanho dos grãos e a energia de compactação da mistura (YU e ZOU, 1998). A proposta é encontrar um diâmetro de uma esfera fictícia que representaria as fibras na mistura. O conceito de diâmetro equivalente proposto por Yu *et al.*(1993) pode ser determinado aplicando as seguintes equações:.

$$d_p = \left(3.1781 - 3.6821 \cdot \frac{1}{\Psi} + 1.5040 \cdot \frac{1}{\Psi^2} \right) d_v \quad (\text{Equação05})$$

A esfericidade (Ψ) e o diâmetro da esfera equivalente (d_v), podem ser encontrados pelas equações 23 e 24.

$$\Psi = 2.621 \cdot \frac{(L_f/d_f)^{2/3}}{1 + 2(L_f/d_f)} \quad (\text{Equação06})$$

$$d_v = 1.145 (L_f/d_f)^{1/3} d_f \quad (\text{Equação07})$$

3 | METODOLOGIA

Para a realização desta pesquisa foram realizadas misturas binárias entre os agregados graúdos de brita calcária com grãos retidos entre as peneiras 6,3 mm – 9,5 mm, diâmetro médio de aproximadamente 8mm, com as fibras Maccaferri FS7 (FAC-NA-33/60) e Maccaferri FF3 (FAC-NA-50/67), as características das fibras utilizadas estão descritas no quadro 01.

Tipo de Fibra	FF3	FS7
Diâmetro da fibra	0,075	0,055
Comprimento da Fibra	5,000	3,300
Densidade	7,850	7,850
Número de fibras por g	5,767	16,100

Quadro 1 - Características geométricas das fibras (MACCAFERRI, 2019)

O procedimento de vibração e compressão para determinação das compacidades seguiu o protocolo descrito abaixo:

1. Pesar o material seco a ser ensaiado e as porcentagens de fibras a serem utilizadas, numa massa final de 2010,0 g;
2. Homogeneização da mistura por aproximadamente 2 minutos;
3. Com o cilindro devidamente fixado na mesa vibratória, insere-se o material no cilindro, de forma que todo o material tenha sido despejado no interior desse.
4. Nota-se que o material no cilindro fica um pouco desnivelado. Dito isso, sugere-se fazer um espalhamento manual desse material somente para que esse fique mais nivelado para o posterior emprego do peso de aço;
5. Coloca-se o peso de aço acima do material no cilindro;
6. Liga-se a mesa vibratória por um período de 2 minutos.
7. Após o desligamento do aparelho, são realizadas 4 medidas da diferença da altura do peso de aço em relação à borda do cilindro, Vale ressaltar que essas medidas foram tiradas em pontos fixos para todos os ensaios. A média dessas alturas é utilizada para o cálculo da compacidade experimental;
8. Por fim, o cilindro é retirado da mesa vibratória e o material é descartado.

Inicialmente foi determinada separadamente a compacidade de cada um dos materiais utilizados na mistura. Neste procedimento adotou-se para a brita utilizou-se 2010,0 g de material e para cada uma das fibras utilizadas, 1000,0 g. Depois disso, foram realizadas as misturas e determinadas suas respectivas compacidades experimentais.

Com a altura final do material é possível utilizando a equação 03 determinar a compacidade experimental dos materiais individualmente e posteriormente das misturas. Foi utilizado em cada mistura a quantidade material apresentado no Quadro 2. O procedimento foi repetido duas vezes buscando diminuir os erros encontrados. Quando a covariância entre os dois procedimentos foi maior de 2%, realizou-se uma nova execução do experimento para minimizar os desvios.

Teor de Fibra	Massa de Brita (g)	Massa de Fibra (g)
0,00%	2010,00	0
1,00%	2010,00	56,52
2,00%	2010,00	113,04
4,00%	2010,00	226,08

Quadro 2- Materiais utilizados no ensaio de compacidade (em massa).

Após as determinações das compacidades experimentais das misturas, a compacidade foi determinada também adotando o conceito de diâmetro equivalente

proposto por Yu *et al.*(1993) adotando as Equações 05, 06 e 07.

A compacidade da mistura binária com as fibras foi calculada também utilizando o conceito de volume perturbado desenvolvido por De Larrard(1999) adotando a equação 3. Os resultados calculados pelas duas abordagens da consideração do efeito das fibras na compacidade foram comparados com os resultados experimentais.

4 | RESULTADOS E ANÁLISES

Com base nos resultados apresentados nos Quadros 3 e 4, é possível observar que a adoção do conceito do volume perturbado proposto por De Larrard(1999) apresentou resultados aceitáveis, sobretudo para misturas com uma menor fração de fibra. Nessas misturas considerando uma fração máxima de até 2% os erros entre os dados calculados e experimentais foram menores que 1% para as fibras FF3.

Teor de Fibra	Compacidade média	Nf	Vp	Compacidade calculada	Erro (%)
0,00%	0,5957	0	0	0,5957	0,00%
1,00%	0,5767	0,4527	0,0577	0,5742	-0,45%
2,00%	0,5563	0,9054	0,0577	0,5526	-0,65%
4,00%	0,5393	1,8108	0,0577	0,5096	-5,82%

Quadro 3-Comparação entre a Compacidade experimental e a calculada adotando o Conceito do Volume perturbado para fibra FF3.

Já para as fibras FS7 os erros foram um pouco maiores, contudo ainda pequenos considerando teores de até 2%, conforme pode ser visto no Quadro 04. Mostrando que esta abordagem é eficiente e pode ser utilizada na dosagem de concreto autoadensáveis utilizando o MEC.

Teor de Fibra	Comp. Exp.	Nf	Vp	Comp. calc.	Erro
0,00%	0,59569	0	0	0,5957	0,00%
1,00%	0,57679	1,26385	0,026	0,5703	-1,14%
2,00%	0,56570	2,5277	0,026	0,5449	-3,81%
4,00%	0,53154	5,0554	0,026	0,4942	-7,56%

Quadro 4-Comparação entre a Compacidade experimental e a calculada adotando o Conceito do Volume perturbado para fibra FS7.

Os resultados apresentados nos Quadros 05 e 06 mostram uma precisão ainda maior no cálculo da compacidade adotando o conceito do diâmetro equivalente proposto por Yu(1993), que considera a fibra como uma esfera que possua o mesmo volume da fibra. Conclusão semelhante à obtida por Grunewald (2004) em suas pesquisas.

Teor de fibra (%)	Comp. Exp.	Comp. Calc	Erro (%)
0,00%	0,5957	0,5957	0,000%
1,00%	0,5767	0,5858	1,556%
2,00%	0,5563	0,5762	3,461%
4,00%	0,5393	0,5574	3,257%

Quadro 5-Comparação entre a Compacidade experimental e a calculada adotando o Conceito do Volume perturbado para fibra FF3.

Conforme pode ser observado nos resultados obtidos no Quadro 5 quanto a fibra FF3, nas compacidades calculadas com todas as porcentagens de fibras propostas, os erros foram baixos, mostrando uma maior precisão da consideração do conceito de diâmetro equivalente em comparação a metodologia proposta por De Larrard(1999), para maiores teores de fibras.

Teor de fibra (%)	Comp. Exp.	Comp. Calc	Erro (%)
0,00%	0,5957	0,5957	0,000%
1,00%	0,5768	0,5774	-0,099%
2,00%	0,5657	0,5600	1,007%
4,00%	0,5315	0,5278	0,709%

Quadro 6 - Comparação entre a Compacidade experimental e a calculada adotando o Conceito do Volume perturbado para fibra FS7

Os resultados foram ainda mais precisos para as fibras FS7, com erro máximo de aproximadamente 1%, apresentando uma abordagem mais viável para quem busca dosar CAARF com maiores teores de fibras. Os gráficos abaixo ilustram a comparação entre as duas abordagens e a compacidade experimental

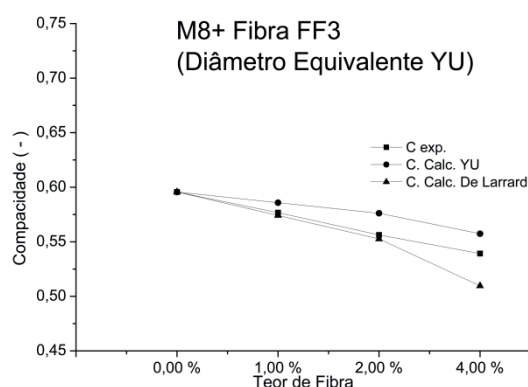


Figura 4- Compacidade experimental comparada com as calculadas com as abordagens de Yu e De Larrard para a fibra FF3.

Com base Figura 4, considerando as fibras FF3 é possível observar resultados muito semelhantes para as abordagens propostas por De Larrard(1999) e por Yu (1993) até o teor de 2% de adição de fibras, contudo quando é ultrapassado esse valor há um

distancimento dos resultados obtidos e o que mais se aproxima do resultado experimental é o obtido adotando o diâmetro equivalente.

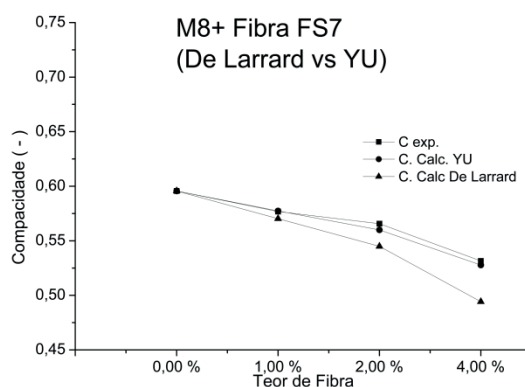


Figura 5- Compacidade experimental comparada com as calculadas com as abordagens de Yu e De Larrard para a fibra FS7.

Com base na Figura 5 considerando as fibras FS7 é possível observar resultados muito semelhantes para as abordagens propostas por De Larrard(1999) e por Yu (1993) até o teor de 2% de adição de fibras, contudo quando é ultrapassado esse valor há um distancimento dos resultados obtidos e o método mais viável a ser utilizado para ser o do diâmetro equivalente.

Todavia, como a adição de fibras prejudica a trabalhabilidade do concreto, para produção de concretos autoadensáveis, geralmente não utiliza-se teores maiores que 2 % de fibra, o que torna as duas abordagens eficientes para produção do CAARF.

5 | CONCLUSÕES

- I. As duas abordagens mostraram-se eficientes para a consideração do efeito das fibras no CAARF adotando o Método do Empacotamento Compressível.
- II. Para teores de fibras maiores que 2%, os erros adotando o conceito do “volume perturbado” proposto do De Larrard(1999) foram maiores.
- III. Para teores de fibras maiores que 2%, a adoção da abordagem do “diâmetro equivalente” mostrou-se mais eficiente.
- IV. Os resultados obtidos foram parecidos para as duas abordagens com teores de até 2% de fibras.

REFERÊNCIAS

BARROS, A. R.; GOMES, P. C. C.; BARBOZA, A. D. S. R. **Avaliação do comportamento de vigas de concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço**. Revista Ibracon, São Paulo, 2009.

DE LARRARD, F. **Concrete mixture proportioning: a scientific approach**. CRC Press, 1999. ISBN

FERRARA, L.; MEDA, A. **Relationships between fibre distribution, workability and the mechanical properties of SFRC applied to precast roof elements**. *Materials and Structures*, v. 39, n. 4, p. 411-420, 2006. ISSN 1359-5997.

FERRARA, L.; PARK, Y.-D.; SHAH, S. P. **A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete**. *Cement and Concrete Research*, v. 37, n. 6, p. 957-971, 2007. ISSN 0008-8846

FIGUEIREDO, A. D. D. **Concreto reforçado com fibras**. 2011. 256 f. Tese (Livre Docência). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

FRITIH, Y. et al. **Flexural and shear behavior of steel fiber reinforced SCC beams**. *KSCE Journal of Civil Engineering*, v. 17, n. 6, p. 1383-1393, 2013. ISSN 1226-7988.

GRÜNEWALD, S. **Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete**. 2004. TU Delft, Delft University of Technology

GARTNER, E. M., 2004, "Industrially interesting approaches to 'low-CO2' cements". *Cement and Concrete Research*, v. 34, n. 9, pp. 1489-1498.

HEDEBRATT, J., SILFWERBRAND, J. **Full-scale test of a pile supported steel fibre concrete slab**. *Materials and Structures*, 2013. 47(4), 647–666. doi:10.1617/s11527-013-0086-5

LAMEIRAS, R BARROS, J. A.; AZENHA, M. **Development of sandwich panels combining fibre reinforced concrete layers and fibre reinforced polymer connectors. Part I: Conception and pull-out tests**. *Composite Structures*, v. 105, p. 446-459, 2013. ISSN 0263-8223.

LAMEIRAS, R.; BARROS, J. A.; AZENHA, M. **Influence of casting condition on the anisotropy of the fracture properties of Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete (SFRSCC)**. *Cement and Concrete Composites*, v. 59, p. 60-76, 2015. ISSN 0958-9465.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M., 2014. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 3ª Edição, São Paulo, Editora PINI, 616 p.

PEREIRA, E. N.; BARROS, J. A.; CAMÕES, A. **Steel fiber-reinforced self-compacting concrete: experimental research and numerical simulation**. *Journal of structural engineering*, v. 134, n. 8, p. 1310-1321, 2008. ISSN 0733-9445.

RAMBO, D. **Concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço híbridas: aspectos materiais e estruturais**. 2012. 185 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro

REPETTE, W. L. **Concreto, Ensino, Pesquisas e Realizações**. Capítulo 49. IBRACON, 2011.

SILVA, A. D. **Dosagem de concreto pelos métodos de empacotamento compressível e Aitcin-Fauray modificado**. 2004. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro

TUTIKIAN, B. F., DAL MOLIN, D. C., **Concreto Autoadensável**. 1ª Edição São Paulo: Editora Pini LTDA, 2011.

SALEHIAN, H.; BARROS, J. A. **Assessment of the performance of steel fibre reinforced self-compacting concrete in elevated slabs**. *Cement and Concrete Composites*, v. 55, p. 268-280, 2015. ISSN 0958-9465.

YU, A. B.; STANDISH, N.; MCLEAN, A. **Porosity calculation of binary mixtures of nonspherical particles**. *Journal of the American Ceramic Society*, v. 76, n. 11, p. 2813-2816, 1993. ISSN 1551-2916.

YU, A.; ZOU, R. **Prediction of the porosity of particle mixtures.** *KONA Powder and Particle Journal*, v. 16, n. 0, p. 68-81, 1998. ISSN 0288-4534.

IDENTIFICAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM FACHADAS DE EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS

Data de aceite: 01/06/2020

Tauhana Eineck

Engenheira Civil. IMED.

tauhana.eineck03@gmail.com

Diogo Rodrigues

Acadêmico Engenharia Civil. IMED.

1114936@imed.edu.br

Patrícia Dalla Lana Michel

Orientadora. Mestre, Engenheira Civil.

Doutoranda. IMED.

Patrícia.michel@imed.edu.br

1 | INTRODUÇÃO

Para que sejam definidas intervenções que garantam a durabilidade das edificações é necessário avaliar as manifestações patológicas, determinar suas causas, e tratá-las. É de vital importância a elaboração de um diagnóstico minucioso. Portanto, o presente trabalho desenvolve-se no âmbito de avaliar as manifestações patológicas ocorrentes na fachada de um edifício antigo.

A identidade dos municípios foi historicamente construída pelas edificações, que fazem parte da evolução da humanidade e ajudam a contar a história vivida em cada

região. No entanto, as edificações perdem seu desempenho com o passar do tempo e, para que se mantenham estáveis, seguras e com a intenção de continuarem exercendo o seu ofício para com o município no qual pertencem, há necessidade da realização de manutenções periódicas, não sendo comum a prática de tais reparos nos tempos atuais, por depender de uma burocracia excessiva e de um alto investimento.

Segundo Steen (1991, apud ANDRADE, 2001) a divulgação das manifestações patológicas mais incidentes, o conhecimento da evolução dos problemas, e a identificação precoce dos mesmos, torna menor o custo para reparar os elementos danificados. Ou seja, a execução das correções pode ser mais fácil e muito mais econômica quanto mais cedo for realizada.

O presente estudo tem como escopo avaliar as manifestações patológicas em fachada da edificação histórica.

2 | METODOLOGIA

A metodologia utilizada neste artigo foi uma pesquisa bibliográfica de literatura, pois a mesma oferece meios que auxiliam na

avaliação de manifestações patológicas.

3 | DESENVOLVIMENTO

A edificação deste estudo de caso apresenta-se com manifestações patológicas por problemas de manutenção, tais manifestações estão comprometendo a edificação e propiciando perdas do âmbito cultural e social que este tipo de edificação contempla.

3.1 Manifestações patológicas por umidade em fachada de edificação histórica

O efeito da umidade nas construções caracteriza-se como uma das manifestações patológicas mais complexas de serem solucionadas, pois somente nos últimos trinta anos o homem começou a estudar sistematicamente o assunto (LICHTENSTEIN, 1986). A tabela 1, a seguir, mostra as principais manifestações patológicas por umidade que acometem as fachadas das edificações.



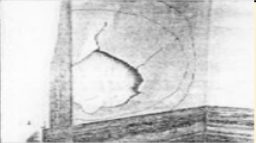

Manifestação	Aspectos Observados	Atuando com ou sem simultaneidade	Imagem Ilustrativa	Referencia da imagem
Eflorêcencia	Manchas de umidade; Pó branco acumulado sobre a superfície.	Umidade constante; Sais solúveis presentes na água de amassamento; Cal não carbolatada		Fonte: Elaborada pela autora, 2018.
Bolor	Manchas esverdeadas; Revestimento em desagregação	Umidade constante; Área não exposta ao sol.		Fonte: Elaborada pela autora, 2018.
Descolamento com empolamento	Reboco do emboço em forma de bolhas cujos diâmetros aumentam progressivamente	Infiltração de umidade; Hidratação retardada de óxido de magnésio de cal.		Fonte: Freitas; França e França, 2016.
Descolamento de placas	A placa se demonstra endurecida e quebrando com dificuldade	Se dá pela utilização de argamassa muito rica em cimento ou muito grossa.		Fonte: Barros, 2015.

Tabela 1: Manifestações patológicas por umidade.

Fonte: Adaptado de Perez, 2001.

3.2 Manifestações patológicas por fissuras em fachada de edificação histórica

A existência das variações térmicas ou de umidade gera um estado de tensões internas, que ultrapassam o limite de resistência das placas do revestimento, causando fissuração. O aparecimento de fissuras pode também resultar de uma deformação da edificação, no qual as tensões são transferidas para os revestimentos. De um modo geral, a fissuração no revestimento, está associada a movimentos do suporte, onde há incompatibilidade com a deformabilidade do produto de colagem (CHAVES, 2009). Segundo Silva (2007), fissuras em revestimentos ocorrem pelos seguintes fatores: movimentações higroscópicas, movimentações térmicas e deformações de estruturas. Thomaz (1989)

salienta que se dê maior atenção às fissuras, uma vez que estas podem ser um aviso do estado de degradação de uma estrutura, ocasionando na falta de segurança. A tabela 2 mostra a configuração típica das fissuras por movimentação térmica, higroscópicas e por deformabilidade da estrutura.




Manifestação	Modo de atuação	Imagem Ilustrativa	Referencia da imagem
Fissuras por movimentações higroscópicas.	o fluxo higroscópico ocorre quando há presença de movimentação de água ou umidade no interior dos materiais. A quantidade de água absorvida por um determinado material da edificação irá depender de dois fatores: porosidade e capilaridade que os componentes destes materiais são compostos. (THOMAZ, 1989)		Fonte: THOMAZ, 1989.
Fissuras por movimentações térmicas.	As fissuras em revestimento são provocadas por movimentações térmicas das paredes, dependem do material que compõem o revestimento, da intensidade da variação da temperatura, depende do grau de restrição imposto pelos vínculos a esta movimentação e também pelas propriedades elásticas do material que compõem o revestimento. (GARCIA, 2016).		Fonte: THOMAZ, 1989.
Fissuras por deformações da estrutura	A falta de manutençã, pode levar a separação física do mesmo em fatias, de modo que a estrutura acaba por perder a capacidade resistente a esforços na região desagregada. SOUZA e RIPPER (1998)		Fonte: Elaborada pela autora, 2018.

Tabela 2: Manifestações por fissuração.

Fonte: Elaborado pela autora, 2019.

4 | CONCLUSÕES

O desenvolvimento do presente estudo possibilitou uma análise de manifestações patológicas em edificações históricas, e permitiu o aprendizado sobre as diversas formas de aparecimento e causas das mesmas. Propiciou também conhecimento suficiente sobre a vital importância em ter atenção às fissuras, pois as mesmas têm a capacidade de reduzir a durabilidade e a vida útil das edificações por permitirem a infiltração, a proliferação de microrganismos, como mostrado nas figuras das tabelas citadas. Além disso, tais manifestações patológicas podem causar desconforto psicológico aos usuários e depreciam a edificação, levando a comunidade a ter a impressão de descaso com o patrimônio histórico. Conclui-se que os edifícios históricos que não recebem a devida manutenção, possuem manifestações patológicas, tais manifestações comprometem a edificação e propiciam perdas do âmbito cultural e social que este tipo de edificação contempla.

REFERÊNCIAS

ANDRADE, J. J. O. **Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: Iniciação por Cloretos.** Porto Alegre, dezembro de 2001.

BARROS, BRUNO. Relatório de inspeção de fachada. Pernambuco, 2015.

CHAVES, A. M. V. **A. Patologia e Reabilitação de Revestimentos de Fachadas**, Universidade do Minho, Escola de Engenharia, 2009.

GARCIA, M. F. G. C. **Patologia de revestimentos históricos de argamassa**. Goiana, 2016.

LICHTENSTEIN, N.B. **Procedimento para resolução de problemas patológicos nas construções**. São Paulo, 1986.

SILVA, A. F. **Manifestações patológicas em fachadas com revestimentos argamassados: Estudo de caso em edifícios em Florianópolis**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2007.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: Pini, 1998. 255 p.

PEREZ, A. R. **Umidade nas Edificações: recomendações para a prevenção de penetração de água pelas fachadas**. Tecnologia de Edificações, São Paulo. Pini. 2001.

THOMAZ, E. Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação. São Paulo: Pini, 1989.

UMA ABORDAGEM SOBRE A CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS LATERÍTICOS APLICADOS À PAVIMENTAÇÃO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 31/03/2020

Lettycia Pinheiro da Silva

Faculdade Independente do Nordeste – FAINOR
Vitória da Conquista – BA
<http://lattes.cnpq.br/6629905458606662>

Lázaro Fernandes Pereira

Faculdade Independente do Nordeste – FAINOR
Vitória da Conquista – BA
<http://lattes.cnpq.br/0220732707274966>

Beatriz Almeida Nascimento

Faculdade Independente do Nordeste – FAINOR
Vitória da Conquista – BA
<http://lattes.cnpq.br/8915921811867127>

Lívia Ramos Lima

Faculdade Independente do Nordeste – FAINOR
Vitória da Conquista – BA
<http://lattes.cnpq.br/7335336256151756>

Roseli Oliveira Guedes Martins

Faculdade Independente do Nordeste – FAINOR
Vitória da Conquista – BA
<http://lattes.cnpq.br/8343315319056906>

RESUMO: Notoriamente, a tendência do homem sempre foi de escolher, identificar e selecionar os seus objetos de trabalho a depender da serventia e importância. Em se

tratando do solo, esse ato não se deu de forma diferente, já que apresenta extrema importância para o desenvolvimento das atividades humanas, principalmente às relacionadas a estradas e rodovias. O pavimento é composto por camadas, sendo elas base, sub-base, subleito e reforço do subleito, cada uma dimensionada a partir de diversos fatores tais como local de implantação do pavimento, capacidade de suporte da rodovia, tráfego esperado e, mais importante, os materiais utilizados.

PALAVRAS-CHAVE: Pavimentação; Solos Lateríticos; Caracterização do solo.

AN APPROACH TO THE CHARACTERIZATION OF LATERITIC SOILS APPLIED TO PAVING

ABSTRACT: Notoriously, a man's tendency has always been to choose, identify and select the objects of work that depend on services and importance. In the case of soil, this act was not different, since it is extremely important for the development of human activities, especially those related to roads and highways. The pavement is composed of layers, being the base, sub-base, subgrade and reinforcement of the subgrade, each dimensioning based on

several factors such as the location of the pavement, the road's support capacity, the expected public and, most importantly , the materials used.

KEYWORDS: Paving; Lateritic soils; Soil characterization.

O conhecimento das propriedades dos materiais empregados na construção civil é de grande importância para a correta aplicação dos mesmos, possibilitando o aproveitamento máximo das suas qualidades. O Brasil é um país rico em recursos naturais e matéria-prima, os solos Lateríticos, que contam com características particularmente interessantes, são um exemplo de recurso abundante no território nacional, e devido a isso vem se intensificando o número de estudos que relacionam a aplicação dos mesmos na pavimentação, visto que é de grande valia para obras de engenharia a utilização de materiais disponíveis na região e o pleno conhecimento das suas propriedades, o que acarreta na redução dos custos de execução do pavimento e na melhoria do comportamento do pavimento em si. As rodovias brasileiras representam uma parte de um sistema muito importante que é o da mobilidade urbana, o deslocamento de pessoas e bens pelo espaço é de suma importância para o desenvolvimento de um país. Essas rodovias em sua maioria não apresentam boas condições de tráfego, são mal executadas e sem manutenção e isso acaba por gerar consequências aos usuários, como atraso em viagens, estresse, acidentes de trânsito, etc., visto isso, é evidente a necessidade de uma maior atenção aos materiais que são utilizados, os modelos de dimensionamento, tudo visando um resultado eficiente. Ciente disso, esse trabalho tem como objetivo a pavimentação de baixo custo com a utilização de solos Lateríticos, para esse fim, é necessário compreender o comportamento e as particularidades desse solo através da realização de ensaios de identificação e caracterização das jazidas de solos Lateríticos nas regiões circunvizinhas ao município de Vitória da Conquista. Posterior a isso, os resultados irão apontar quais são as possíveis aplicações desse tipo de solo em obras de pavimentação. Essa pesquisa se fundamenta no claro objetivo que tem a especificação dos solos, que se trata do conhecimento dos atributos dos materiais, se é fino ou grosso, o seu limite de liquidez e de plasticidade, seu teor de água, densidade, peso específico, resistência mecânica, entre outros para que seja possível classificar qualitativamente as características mecânicas, de permeabilidade e de trabalhabilidade de um solo, e conseqüentemente o comportamento estrutural do mesmo. As amostras utilizadas no estudo foram coletadas em duas jazidas nas proximidades do município, com o suporte de um laboratório de pavimentação foram realizados até o dado momento os ensaios de granulometria, cálculo da umidade e peso específico do solo, e os resultados obtidos têm se mostrado promissores, sendo assim, pretende-se prosseguir com a realização dos ensaios para que haja uma correta determinação das peculiaridades desse solo e, assim, além de dar suporte para a continuidade da pesquisa, difundir pela comunidade acadêmica a importância da correta caracterização e classificação dos solos.

SOBRE OS ORGANIZADORES

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

LUCIO MAURO BRAGA MACHADO - Bacharel em Informática (Universidade Estadual de Ponta Grossa – UEPG/1995), licenciado em Matemática para a Educação Básica (Faculdade Educacional da Lapa – FAEL/2017), Especialista em Desenvolvimento de Aplicações utilizando Tecnologias de Orientação a Objetos (Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR/ 2008). É coordenador do Curso Técnico em Informática no Colégio Sant’Ana de Ponta Grossa/PR onde atua também como professor desde 1992, também é professor na Faculdade Sant’Ana atuando nas áreas de Metodologia Científica, Metodologia da Pesquisa e Fundamentos da Pesquisa Científica e atua como coordenador dos Sistemas de Informação e do Núcleo de Trabalho de Conclusão de Curso da instituição. E-mail para contato: machado.lucio@gmail.com

ÍNDICE REMISSIVO

A

Aderência 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 10, 11, 12, 17, 18, 20, 42, 183, 276

Adições Minerais 38, 39, 49, 51, 55, 67, 81, 82, 90, 94

Aditivo 18, 19, 20, 21, 23, 24, 26, 27, 32, 33, 45, 46, 47, 74, 83, 105, 107, 108, 110, 112, 113, 114, 116, 119, 120, 125, 126, 127

Aditivo Plastificante 114, 116, 119, 120

Areia de Brita 13, 14, 16

Argamassas 3, 4, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 97, 105, 106, 107, 108, 109, 112, 113, 114, 116, 117, 119, 120, 126, 127, 130, 139, 206, 210

Argamassas Estabilizadas 13, 14, 15, 16, 18, 19, 20, 21, 25, 27, 28, 105, 106, 112, 113

Arquitetura 30, 31

C

Cal Hidratada 1, 5, 10

Chapisco 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12

Cisalhamento Direto 128, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 142

Colorido 30, 31, 32, 36, 37

Compósitos Cimentícios 68, 69, 71, 72, 73, 74, 75, 77, 78, 79

Concreto 3, 12, 13, 15, 18, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 72, 81, 82, 83, 84, 85, 87, 88, 89, 90, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 102, 103, 104, 113, 115, 116, 123, 127, 143, 144, 145, 146, 148, 149, 157, 158, 160, 161, 162, 163, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 176, 177, 178, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 204, 210, 211, 214, 217, 220, 221, 222, 223, 224, 227, 231, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 245, 250, 251, 252, 253, 255, 256, 257, 267, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 296, 298, 299, 303, 304

Corrosão 38, 40, 42, 49, 50, 51, 53, 54, 66, 67, 303

D

Detergente Doméstico 114, 116, 119, 125, 127

E

EPS 128, 129, 130, 131, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 277

Escoramento 159, 160, 161, 162, 163, 168, 169

F

Fibras de Celulose 68, 71, 73, 78

G

Geossintéticos 128, 140, 141

I

Interação 55, 75, 76, 139, 143, 220, 250

Íon Cloreto 39, 42

L

Laje Pré-Moldada 159, 166, 168

M

Manifestações Patológicas 15, 51, 53, 223, 225, 226, 235, 301, 302, 303, 304

Metacaulim 11, 12, 50, 51, 52, 53, 55, 56, 60, 62, 64, 65, 66, 67

Método dos Elementos Finitos 143, 144

Migração de Íons 39, 43, 45

Módulo de Elasticidade 81, 83, 84, 85, 86, 87, 90, 91, 92, 93, 164, 198, 201, 207, 210, 211, 214, 217, 218, 239, 242, 276, 289

P

Patologias 39, 97, 222, 223, 234, 252

Permeabilidade 13, 14, 16, 17, 18, 21, 23, 27, 28, 39, 40, 51, 65, 66, 112, 125, 306

Poliestireno Expandido 128, 129, 137, 138, 140, 141

Procedimento 11, 37, 49, 93, 105, 108, 132, 157, 165, 172, 174, 175, 185, 204, 211, 226, 229, 284, 292, 295, 304

Programa Computacional 61, 143

R

Reforço 11, 50, 68, 69, 70, 71, 72, 74, 129, 232, 233, 236, 251, 252, 253, 255, 256, 257, 259, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 269, 272, 285, 288, 289, 304, 305

Rigidez à Torção 143, 144, 146, 148, 154, 155, 157

Rigidez Experimental 159, 167, 168

S

Sílica 12, 32, 33, 38, 39, 41, 42, 43, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 56, 81, 82, 83, 84, 85, 88, 89, 90, 91, 92, 93

Sílica Ativa 32, 33, 38, 39, 41, 42, 43, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 81, 82, 83, 84, 85, 89, 90, 92, 93
Solos 128, 129, 130, 133, 134, 135, 136, 137, 142, 305, 306

 **Atena**
Editora

2 0 2 0