## REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 12, Number 2 April, 2019 ISSN 1983-4195







**Contents** 

Determination of the optimal replacement content of Portland cement by stone powder using particle packing methods and analysis of the influence of the excess water on the consistency of pastes

H. F. CAMPOS, T. M. S. ROCHA, G. C. REUS, N. S. KLEIN and J. MARQUES FILHO

Analyses of reinforced concrete beams strengthened with CFRP under bending: theorical and computational approaches A. S. C. SILVA and A. A. BANDEIRA

Study of epoxy composites and sisal fibers as reinforcement of reinforced concrete structure H. M. FRANCKLIN, L. A. C. MOTTA, J. CUNHA, A. C. SANTOS and M. V. LANDIM

Experimental studies of short concrete reinforced steel fiber beams under bending H. L. HERSCOVICI, D. ROEHL and E. de S. SÁNCHEZ FILHO

Dynamic analysis of a concrete chimney considering the aerodynamic damping H. CARVALHO, G. QUEIROZ, P. M. L. VILELA and R. H. FAKURY

Experimental analysis of eccentrically loaded reinforced concrete columns with an added jacket of self-compacting concrete J. P. VIRGENS, R. B. GOMES, L. M. TRAUTWEIN, G. N. GUIMARÃES and A. P. R. VAZ **Experimental analysis of bolts employed as shear connectors in circular concrete-filled tube columns** E. M. XAVIER, J. G. R. NETO, A. M. C. SARMANHO, L. ROQUETE and L. G. C. DE PAULA

Effects of using chemical admixture with nanosilica in the consistency and mechanical strength of concrete T. F. CAMPOS NETO and A. L. B. GEYER

An efficient mechanical-probabilistic approach for the collapse modelling of RC structures K. O. COELHO, E. D. LEONEL and J. FLÓREZ-LÓPEZ

Effect of temperature gradients on the behaviour of jointed plain concrete pavements P. B. TRUJILLO and M. A. S. GUERRERO

Analysis of the global second-order effects on irregular reinforced concrete structures using the natural period of vibration F. F. LEITÃO, G. H. SIQUEIRA, L. C. M. VIEIRA JR.

and S. J. C. ALMEIDA

Experimental and numerical evaluation of mortar specimens shape and size influence on compression tests D. F. A. CAPRARO, A. P. B. CAPRARO, M. A. ARGENTA and M. H. F. MEDEIROS

#### Editorial

#### Editor

José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa (UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)

#### Associate Editors

- Bernardo Horowitz (UFPE, Recife, PE, Brazil) Bernardo Tutikian
- (UNISINOS, São Leopoldo, RS, Brazil José Márcio Fonseca Calixto
- (UFMG, Belo Horizonte, MG, Brazil) José Tadeu Balbo
- (USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Leandro Mouta Trautwein (UNICAMP, Campinas, SP, Brazil) Mauro Vasconcellos Real
- (Rio Grande, RS, Brazil) Osvaldo Luís Manzoli
- (UNESP, Bauru, SP, Brazil) Paulo César Correia Gomes
- (UFAL, Maceió, AL, Brazil) Rafael Giuliano Pileggi
- (USP, São Paulo, SP, Brazil) Roberto Caldas de Andrade Pinto
- (UFSC, Florianópolis, SC, Brazil) Ronaldo Barros Gomes
- (UFG, Goiânia, GO, Brazil)
- Túlio Nogueira Bittencourt (USP, São Paulo, SP, Brazil)

#### Editorial Comission

- Antonio Carlos R. Laranjeiras (ACR Laranjeiras, Salvador, BA, Brazil)
- · Emil de Souza Sánchez Filho (UFF, Rio de Janeiro, RJ, Brazil) Geraldo Cechella Isaia
- (UFSM, Santa Maria, RS, Brazil) Gonzalo Ruiz
- (UCLM, Ciudad Real, Spain)
- Ivo José Padaratz (UFSC, Florianópolis, SC, Brazil) Joaquim Figueiras
- (FEUP, Porto, Portugal)
- P.K. Mehta
- (University of California, Berkeley, CA, USA) Paulo Monteiro
- (University of California, Berkeley, CA, USA) Pedro Castro Borges
- (CINVESTAV, México, D.F, México)
- Vladimir Antonio Paulon (UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)

#### Former Editors

- Américo Campos Filho (UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Denise C. C. Dal Molin (UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Eduardo N. B. Santos Júlio (IST, Lisboa, Portugal)
- Guilherme Sales Melo
- (UnB Brasilia DF Brazil)
- Leandro Franscisco Moretti Sanchez
- (University of Ottawa, Ottawa, Canada)
- · Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
- (UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil) Mounir Khalil El Debs
- (USP, São Carlos, SP, Brazil)
- Nicole Pagan Hasparyk
- (FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Paulo Helene (USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Romilde Almeida de Oliveira
- (UNICAP, Recife, PE, Brazil) · Romildo Dias Toledo Filho
- (UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brazil) Rubens Machado Bittencourt
- (FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)

Reviewers

Reviewers are selected by the Editors among the IBRACON members with recognized com-petence in the specific field of each contribution. They are acknowledged at the end of each volume.

The second issue of 2019 of the IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 12 Number 2, April 2019) is now available, with twelve articles. The first article discusses the optimization of the replacement content of Portland cement by stone powder using particle packing methods, and analysis of the influence of the excess water on the consistency of pastes. The second article discusses the theoretical basis of ACI 440.2R: 2008 and NBR 6118: 2014 related to the analysis of reinforced concrete beams strengthened with CFRP. The third article intends to evaluate the technical viability and application of fiber-reinforced polymers with sisal fibers for strengthening reinforced concrete structures. The fourth article describes experimental research on short reinforced steel fiber concrete beams, aiming at investigating shear stresses, bending, strain energy, toughness, scale effect and fracture energy. A methodology is presented in the fifth article for dynamic analysis of structures under wind loading, considering geometric nonlinearity, vibration caused by the kinetic energy of wind gusts, and aerodynamic damping. The seventh article presents experimental and theoretical analyses of circular concrete-filled steel tube columns using bolts as shear connectors. The eighth article aims to evaluate the effects of superplasticizer admixture with nanosilica in colloidal suspension on the consistency and mechanical strength of the concrete. In the ninth article, the improved version of the lumped damage model is coupled to the Monte Carlo simulation method to represent the mechanicalprobabilistic behavior of reinforced concrete structures. The effect of temperature gradients on the behavior of jointed plain concrete pavements is the topic for the tenth article. In the eleventh article, numerical analyses are conducted on nine models with different patterns of irregularity in terms of geometry and stiffness. The objective is to evaluate the applicability of the  $\chi_{\tau}$  parameter in structures that have asymmetric geometries and that can present torsional as the fundamental mode of vibration. This issue closes with an article intended to evaluate, through experimental and finite element analyses, the effects of specimen shape and size on uniaxial compression tests.

We congratulate authors and reviews for the quality of this issue.

#### The Editors



Volume 12, Number 2 April, 2019 ISSN: 1983-4195

## **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS**

### **IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL**

#### Contents

using particle packing methods and analysis of the influence of the excess water on the	ie
H. F. CAMPOS, T. M. S. ROCHA, G. C. REUS, N. S. KLEIN and J. MARQUES FILHO	210
	2.10
Analyses of reinforced concrete beams strengthened with CFRP under bending: theorical and computational approaches A.S.C. SII VA and A.A. BANDEIRA	
	233
Study of epoxy composites and sisal fibers as reinforcement of reinforced concrete stru H. M. FRANCKLIN, L. A. C. MOTTA, J. CUNHA, A. C. SANTOS and M. V. LANDIM	cture
	255
Experimental studies of short concrete reinforced steel fiber beams under bending H. L. HERSCOVICI, D. ROEHL and E. DE S. SÁNCHEZ FILHO	
	288
Dynamic analysis of a concrete chimney considering the aerodynamic damping H. CARVALHO, G. QUEIROZ, P. M. L. VILELA and R. H. FAKURY	
	308
Experimental analysis of eccentrically loaded reinforced concrete columns with an added jacket of self-compacting concrete	
	329
Experimental analysis of bolts employed as shear connectors in circular concrete- tube columns	filled
E. M. XAVIER, J. G. R. NETO, A. M. C. SARMANHO, L. ROQUETE and L. G. C. DE PAULA	
	337
Effects of using chemical admixture with nanosilica in the consistency and mechan strength of concrete T. F. CAMPOS NETO and A. L. B. GEYER	nical
	371
An efficient mechanical-probabilistic approach for the collapse modelling of RC struct K. O. COELHO, E. D. LEONEL and J. FLÓREZ-LÓPEZ	ctures
	386
Effect of temperature gradients on the behaviour of jointed plain concrete pavements P. B. TRUJILLO and M. A. S. GUERRERO	5
	398
Analysis of the global second-order effects on irregular reinforced concrete structuusing the natural period of vibration	ıres
	408
Experimental and numerical evaluation of mortar specimens shape and size influence on compression tests	
D. F. A. CAPRARO, A. P. B. CAPRARO, M. A. ARGENTA and M. H. F. MEDEIROS	



CONCRETE PAVEMENTS
Courtesy: P. BASSO TRUJILLO, U. LAVAL,

QUÉBEC, CANADA



Ibracon Structures and Materials Journal is published bimonthly (February, April, June, August, October and December) by IBRACON.

IBRACON Instituto Brasileiro do Concreto Founded in 1972

R. Julieta do Espirito Santo Pinheiro, 68 Jardim Olímpia, São Paulo – SP Brasil – 05542-120 Phone: +55 11 3735-0202 Fax: +55 11 3733-2190 **E-mail:** arlene@ibracon.org.br **Website:** http://www.ibracon.org.br

Editors José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa (Brazil)

Bernardo Horowitz (Brazil)

Bernardo Tutikian (Brazil

José Márcio Fonseca Calixto (Brazil)

José Tadeu Balbo (Brazil)

Leandro Mouta Trautwein (Brazil)

Mauro Vasconcellos Real (Brazil)

Osvaldo Luís Manzoli (Brazil)

Paulo César Correia Gomes (Brazil)

Rafael Giuliano Pileggi (Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto (Brazil)

Ronaldo Barros Gomes (Brazil)

Túlio Nogueira Bittencourt (Brazil)

**Cover design & Layout:** Ellementto-Arte www.ellementto-arte.com 429

#### Aims and Scope

#### Aims and Scope

The IBRACON Structures and Materials Journal is a technical and scientifical divulgation vehicle of IBRACON (Brazilian Concrete Institute). Each issue of the periodical has 5 to 8 papers and, possibly, a technical note and/or a technical discussion regarding a previously published paper. All contributions are reviewed and approved by reviewers with recognized scientific competence in the area.

#### Objectives

The IBRACON Structures and Materials Journal's main objectives are:

- Present current developments and advances in the area of concrete structures and materials;
- Make possible the better understanding of structural concrete behavior, supplying subsidies for a continuous interaction among researchers, producers and users;
- Stimulate the development of scientific and technological research in the areas of concrete structures and materials, through papers peer-reviewed by a qualified Editorial Board;
- Promote the interaction among researchers, constructors and users of concrete structures and materials and the development of Civil Construction;
- Provide a vehicle of communication of high technical level for researchers and designers in the areas of concrete structures and materials.

#### **Submission Procedure**

The procedure to submit and revise the contributions, as well as the formats, are detailed on IBRACON's WebSite (www.ibracon.org.br). The papers and the technical notes are revised by at least three reviewers indicated by the editors. The discussions and replies are accepted for publication after a revision by the editors and at least one member of the Editorial Board. In case of disagreement between the reviewer and the authors, the contribution will be sent to a specialist in the area, not necessarily linked to the Editorial Board.

#### **Contribution Types**

The periodical will publish original papers, short technical notes and paper discussions. Announcements of conferences and meetings, information about book reviews, events and contributions related to the area will also be available in the periodical's WebSite. All contributions will be revised and only published after the Editorial and Reviewers Boards approve the paper. Restrictions of content and space (size) are imposed to the papers. The contributions will be accepted for review in Portuguese, Spanish or English. The abstracts are presented in Portuguese or Spanish, and in English, independently of the language in which the paper is written. After the review process, papers originally written in Portuguese or Spanish should be translated into English, which is the official language of the IBRACON Structures and Materials Journal. Optionally, papers are also published in Portuguese or Spanish.

Original papers will be accepted as long as they are in accordance with the objectives of the periodical and present quality of information and presentation. The instructions to submit a paper are detailed in the template (available on IBRACON's WebSite).

The length of the papers must not exceed 20 pages.

A technical note is a brief manuscript. It may present a new feature of research, development or technological application in the areas of Concrete Structures and Materials, and Civil Construction. This is an opportunity to be used by industries, companies, universities, institutions of research, researchers and professionals willing to promote their works

and products under development. The instructions to submit a technical note are detailed on IBRACON's WebSite.

A discussion is received no later than 3 months after the publication of the paper or technical note. The instructions to submit a discussion are detailed on IBRACON's WebSite. The discussion must be limited to the topic addressed in the published paper and must not be offensive. The right of reply is guaranteed to the Authors. The discussions and the replies are published in the subsequent issues of the periodical.

#### **Internet Access**

IBRACON Structural Journal Page in http://www.ibracon.org.br

#### Subscription rate

All IBRACON members have free access to the periodical contents through the Internet. Non-members have limited access to the published material, but are able to purchase isolated issues through the Internet. The financial resources for the periodical's support are provided by IBRACON and by research funding agencies. The periodical will not receive any type of private advertisement that can jeopardize the credibility of the publication.

#### Photocopying

Photocopying in Brazil. Brazilian Copyright Law is applicable to users in Brazil. IBRACON holds the copyright of contributions in the journal unless stated otherwise at the bottom of the first page of any contribution. Where IBRACON holds the copyright, authorization to photocopy items for internal or personal use, or the internal or personal use of specific clients, is granted for libraries and other users registered at IBRACON.

#### Copyright

All rights, including translation, reserved. Under the Brazilian Copyright Law No. 9610 of 19th February, 1998, apart from any fair dealing for the purpose of research or private study, or criticism or review, no part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system, or transmitted in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, recording or otherwise, without the prior written permission of IBRACON. Requests should be directed to IBRACON:

#### **IBRACON**

Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68 ,Jardim Olímpia, São Paulo, SP – Brasil CEP: 05542-120 Phone: +55 11 3735-0202 Fax: +55 11 3733-2190 E-mail: arlene@ibracon.org.br.

#### Disclaimer

Papers and other contributions and the statements made or opinions expressed therein are published on the understanding that the authors of the contribution are the only responsible for the opinions expressed in them and that their publication does not necessarily reflect the support of IBRACON or the journal.

#### **Diretoria**

#### Diretoria Biênio 2017/2019

Diretor Presidente Julio Timerman

Assessores da Presidência Augusto Carlos de Vasconcelos José Tadeu Balbo Selmo Chapira Kuperman

Assessor da Presidência – Atuação ABCP/ABESC Hugo da Costa Rodrigues Filho

Assessor da Presidência – Atuação Construtoras Alexandre Couso – ESSER

Diretor 1º Vice-Presidente Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor 2º Vice-Presidente Bernardo Tutikian

**Diretor 1º Secretário** Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro Nelson Covas

**Diretor de Marketing** Hugo Rodrigues

Diretor de Eventos César Daher

Assessores da Diretoria de Eventos Maurice Antoine Traboulsi Sônia Regina Cottas Freitas

Diretor Técnico Paulo Helene

Diretor de Relações Institucionais Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica Íria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento Leandro Mouta Trautwein

**Diretor de Cursos** Enio José Pazini Figueiredo

**Diretor de Certificação de Pessoal** Gilberto Antônio Giuzio

Diretora de Atividades Estudantis Jéssika Pacheco

#### Conselho Diretor Biênio 2017/2019

#### Sócios Titulares Individuais

Cláudio Sbrighi Neto Augusto Carlos de Vasconcelos Júlio Timerman Luiz Prado Vieira Júnior Antônio Domingues de Figueiredo Vladimir Antonio Paulon Carlos José Massucato Maurice Antoine Traboulsi Nélson Covas César Henrique Sato Daher Luiz Carlos Pinto da Silva Inês Laranjeira da Silva Battagin Antonio Laranieiras Enio Pazini Figueiredo Geraldo Cechella Isaia Mário Willian Esper

#### Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland POLI-USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo FURNAS Centrais Elétricas S.A. LAFARGE HOLCIM CNO – Construtora Noberto Odebrecht ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto L. A. Falcão Bauer Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Ltda. ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem GERDAU

#### **Conselheiros Permanentes**

Eduardo Antonio Serrano José Marques Filho Paulo Helene Ronaldo Tartuce Rubens Machado Bittencourt Selmo Chapira Kuperman Simão Priszkulnik Tulio Nogueira Bittencourt

#### **Objetivos e Escopo**

A Revista IBRACON de Estruturas e Materiais é um veículo de divulgação técnica e científica do IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto). Cada número do periódico tem 5 a 8 artigos e, possivelmente, uma nota técnica e/ou uma discussão técnica sobre um artigo publicado anteriormente. Todas as contribuições são revistas e aprovadas por revisores com competência científica reconhecida na área.

#### Objetivos

Os objetivos principais da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais são:

- Apresentar desenvolvimentos e avanços atuais na área de estruturas
- e materiais de concreto;
- Possibilitar o melhor entendimento do comportamento do concreto estrutural, fornecendo subsídios para uma interação contribua entre pesquisadores, produtores e usuários;
- Estimular o desenvolvimento de pesquisa científica e tecnológica nas áreas de estruturas de concreto e materiais, através de artigos revisados por um corpo de revisores qualificado;
- Promover a interação entre pesquisadores, construtores e usuários de estruturas e materiais de concreto, e o desenvolvimento da Construção Civil;
- Prover um veículo de comunicação de alto nível técnico para pesquisadores e projetistas nas áreas de estruturas de concreto e materiais.

#### Submissão de Contribuições

O procedimento para submeter e revisar as contribuições, assim como os formatos, estão detalhados na página Internet do IBRACON (www.ibracon.org.br). Os artigos e as notas técnicas são revisadas por, no mínimo, três revisores indicados pelos editores. As discussões e réplicas são aceitas para publicação após uma revisão pelo editores e no mínimo um membro do Corpo Editorial. No caso de desacordo entre revisor e autores, a contribuição será enviada a um especialista na área, não necessariamente do Corpo Editorial.

#### Tipos de Contribuição

O periódico publicará artigos originais, notas técnicas curtas e discussões sobre artigos. Anúncios de congressos e reuniões, informação sobre revisão de livros e contribuições relacionadas à área serão também disponibilizadas na página Internet da revista. Todas as contribuições serão revisadas e publicadas apenas após a aprovação dos revisores e do Corpo Editorial. Restrições de conteúdo e espaço (tamanho) são impostas aos artigos. As contribuições serão aceitas para revisão em português, espanhol ou inglês. Os resumos serão apresentados em português ou espanhol, e em inglês, independentemente do idioma em que o artigo for escrito. Após o processo de revisão, artigos originalmente escritos em português ou espanhol deverão ser traduzidos para inglês, que é o idioma oficial da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Opcionalmente, os artigos são também publicados em português ou espanhol.

Artigos originais serão aceitos desde que estejam de acordo com os objetivos da revista e apresentam qualidade de informação e apresentação. As instruções para submeter um artigo estão detalhadas em um gabarito (disponível no sítio do IBRACON).

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

Um nota técnica é um manuscrito curto. Deve apresentar uma nova linha de pesquisa, desenvolvimento ou aplicação tecnológica nas áreas de Estruturas de Concreto e Materiais, e Construção Civil. Esta é uma oportunidade a ser utilizada por indústrias, empresas, universidades, instituições de pesquisa, pesquisadores e profissionais que desejem promover seus trabalhos e produtos em desenvolvimento. As instruções para submissão estão detalhadas na página de Internet do IBRACON.

Uma discussão é recebida não mais de 3 meses após a publicação do artigo ou nota técnica. As instruções para submeter uma discussão estão detalhadas na página de Internet do IBRACON. A discussão deve se limitar ao tópico abordado no artigo publicado e não pode ser ofensivo. O direito de resposta é garantido aos autores. As discussões e réplicas são publicadas nos números subseqüentes da revista.

#### Acesso via Internet

Página da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais em http://www.ibracon.org.br

#### Assinatura

Todos os associados do IBRACON têm livre acesso ao conteúdo do periódico através da Internet. Não associados têm acesso limitado ao material publicado, mas podem adquirir números isolados pela Internet. O financiamento para suporte à revista é provido pelo IBRACON e por agências de financiamento à pesquisa. A revista não receberá qualquer tipo de anúncio privado que possa prejudicar a credibilidade da publicação.

#### Fotocópias

Fotocópias no Brasil, A Lei Brasileira de Direitos Autorais é aplicada a usuários no Brasil. O IBRACON detém os direitos autorais das contribuições na revista a menos que haja informação em contrário no rodapé da primeira página da contribuição. Onde o IBRACON detém os direitos autorais, autorização para fotocopiar itens para uso interno ou pessoal, ou uso interno ou pessoal de clientes específicos, é concedida para bibliotecas e outros usuários registrados no IBRACON.

#### **Direitos autorais**

Todos os direitos, inclusive tradução são reservados. Sob a Lei de Direitos Autorais No. 9610 de 19 de fevereiro de 1998, exceto qualquer acordo para fins de pesquisa ou estudo privado, crítica ou revisão, nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida, arquivada em sistema de busca, ou transmitida em qualquer forma ou por qualquer meio eletrônico, mecânico, fotocópia, gravação ou outros, sem a autorização prévia por escrito do IBRACON. Solicitações devem ser encaminhadas ao IBRACON:

#### **IBRACON**

Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68 , Jardim Olímpia, São Paulo, SP –Brasil CEP: 05542-120 Fone: +55 11 3735-0202 Fax: +55 11 3733-2190

E-mail: arlene@ibracon.org.br.

#### Aviso Legal

Artigos e outras contribuições e declarações feitas ou opiniões expressas aqui são publicadas com o entendimento que os autores da contribuição são os únicos responsáveis pelas opiniões expressas neles e que sua publicação não necessariamente reflete o apoio do IBRACON ou da revista.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Determination of the optimal replacement content of Portland cement by stone powder using particle packing methods and analysis of the influence of the excess water on the consistency of pastes

Determinação do teor ótimo de substituição do cimento Portland por pó de pedra usando métodos de empacotamento de partículas e análise do excesso de água na consistência de pastas

> H. F. CAMPOS ª heloisacampos@ufpr.br https://orcid.org/0000-0002-9597-0231

> T. M. S. ROCHA a thaisamsrocha@yahoo.com.br https://orcid.org/0000-0002-8586-6449

> G. C. REUS a gio\_reus@yahoo.com.br https://orcid.org/0000-0003-0443-4773

> N. S. KLEIN a nayaraklein@ufpr.br https://orcid.org/0000-0002-7905-9608

> > J. MARQUES FILHO a

jmarquesfilho@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-4404-274X

#### Abstract

Cement is considered the basic component with the highest environmental impact in construction, in terms of CO<sub>2</sub> emissions. As for the aggregates, the process of comminution of rocks, in addition to artificial sand, generates stone powder that ends up being stored outdoors, generating environmental damages. Thus, the replacement of cement by stone powder appears as an attractive alternative towards the sustainable concretes. In this context, the objective of this paper is to determine the maximum packing density in Portland cement, silica fume and stone dust pastes, to determine the optimal cement substitution content for the stone powder. In addition, it is intended to verify the influence of excess water on the consistency of the mixtures produced. The substitution was done in contents equal to 0%, 7%, 14% and 21% by volume and, for each content, the packing density was determined analytically by CPM model and combinations were reproduced experimentally. Excess water was checked by the mini Kantro cone test. The results showed that the higher cement substitution content of the stone powder obtained the higher packing density, experimental and analytical, and the higher workability, allowing economic and environmental advantages. Analyzing each material, the stone powder resulted in the highest packing density and silica fume is the lowest one. Therefore, finer particles resulted in lower packaging densities, due to the greater specific surface area, which demands more water. The agglomeration resulted in more empty gaps between the grains. In addition, mixtures flowability increased with the increase of the stone powder content. As the excess water is responsible for mixture lubrication, a higher packing density for a given volume of water improves the flowability.

Keywords: stone powder, cement paste, particle packing, excess water, sustainability.

#### Resumo

O cimento Portland é considerado o componente de base com o maior impacto ambiental na construção civil, em termos de emissões de CO<sub>2</sub>. Quanto aos agregados, o processo de cominuição das rochas, além da areia artificial, gera pó de pedra que acaba sendo armazenado ao ar livre, gerando impactos ambientais. Assim, a substituição do cimento por pó de pedra aparece como uma alternativa atraente em direção à dosagem de concretos sustentáveis. Nesse contexto, o objetivo do presente trabalho é determinar a máxima densidade de empacotamento de partículas em pastas compostas por cimento Portland, sílica ativa e pó de pedra, buscando determinar o teor ótimo de substituição do cimento por pó de pedra. Além disso, pretende-se verificar a influência do excesso de água na consistência das pastas produzidas. A substituição do cimento por pó de pedra foi feita em teores iguais a 0%, 7%, 14% e 21%, em volume, sendo determinada a densidade de empacotamento analiticamente, pelo modelo CPM. As combinações foram reproduzidas experimentalmente. A consistência das pastas foi verificada com auxílio do mini cone de Kantro. Os resultados demonstraram que o maior teor de substituição do cimento pelo pó de pedra apresentou a maior densidade de empacotamento, experimental e analítica, e a maior trabalhabilidade, permitindo vantagens econômicas e ambientais. Analisando cada material individualmente, o pó de pedra apresentou a maior densidade de empacotamento e a sílica ativa a menor. Partículas finas resultam em menor densidade de empacotamento, devido à maior superfície específica, a qual demanda mais água. A aglomeração aumenta os vazios entre os grãos. Além disso, a fluidez das pastas produzidas aumentou com o acréscimo do teor de pó de pedra. Como o excesso de água é o responsável pela lubrificação da pasta, uma densidade de empacotamento mais elevada colabora para o aumento da fluidez quando o volume de água permanece fixo.

Palavras-chave: pó de pedra, pasta de cimento, empacotamento de partículas, excesso de água, sustentabilidade.

<sup>a</sup> Universidade Federal do Paraná, Departamento de Construção Civil, Curitiba, PR, Brasil

Received: 18 Jan 2018 • Accepted: 03 Jun 2018 • Available online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

#### 1. Introduction

Sand natural extraction is responsible for vegetal cover removal, water courses degradation and environmental damage, which makes it difficult to obtain environmental licenses for new deposits [1; 2; 3; 4]. The environmental impact resulting from this material uses is further aggravated by informality in the extraction processes [1; 5; 6]. The replacement of natural sand by small crushing aggregate, can be an attractive alternative [1; 2; 3; 7; 8]. However, artificial sand washing generates stone powder, characterized by material passing through the # 200 (0.075 mm) sieve. This material stored in quarries causes changes in the landscape, obstructing drainage channels due to its deposition and dust generation in crushing operations. Using the stone powder from deposits, besides bringing greater profitability to companies, brings benefits to environment [6]. The use of stone powder in concrete blend reduces the cement consumption and consequently reduces the disposal of harmful materials to the enviroment.

Several studies have been carried out with the aim of incorporating stone powder into conventional concretes, increasing and/or replacing fine aggregate [8; 9]. The partial Portland cement replacement is another strategy that can be adopted in the attempt to incorporate the stone powder into concretes. This material production represents about 5 and 7% of anthropogenic  $CO_2$  emissions worldwide [10], which are due to consumption of fossil fuels and to decomposition of limestone, since it is made up of 44%  $CO_2$ [5]. In national industry, the  $CO_2$  emission of the cement is around 600 kg $CO_2$ /t, [11]. Considering the well-established association between  $CO_2$  emissions and environmental changes, especially global warming, there is a continuing socio-environmental need to reduce industrial  $CO_2$  emissions.

Thus, conciling the need to reduce cement consumption in concrete with the use of crushing waste, such as stone powder, is an eco friendly alternative. It should be noted, however, that the stone powder is an inert material with a grain size greater than cement [4; 8], which makes it difficult to use this residue in obtaining higher resistances. Therefore, Portland cement replacement studies by stone powder are more common in conventional concretes [8; 9]. To compensate strength loss associated with the stone powder use, silica fume is an option that could enable stone powder use in the production not only of conventional concrete, but also of high strength concrete, increasing the use options of this residue.

It is important to determine the appropriate proportion of each material in the mixtures, so pases, mortars and concretes are technically efficient. Particle packing methods can help achieve this goal. The particle packing of a blend is promoted by grain sizes distribution of its components and defines the rheological material properties [12]. As packing density increases, it is possible to obtain, in addition to a higher fluidity, a reduction in consumption of binder fluid to fill the gaps between the grains. In case of concrete, the cement paste can be considered as a fluid that acts as a binder between aggregates grains. This reduction in paste consumption contributes to lower shrinkage and creep and, consequently, a more resistant, durable and eco friendly concrete [13; 14]. In case of pastes, water is the fluid that provides mobility to Portland cement particles and to mineral additions, so that an efficient fine particles packaging results in a reduction in mixtures water consumption, and increases its fluidity.

This work aims to determine the maximum packing density of particles in Portland cement, silica fume and stone dust pastes, in order to determine the optimal cement substitution content for stone powder. In addition, it is intended to verify the influence of excess water on the consistency of the pastes produced.

#### 2. Bibliographic review

Fine particle packing density determination is a challenge, due to the agglomeration of these particles, so that they are sensitive to compaction energy adopted, the presence of water and plasticizing and superplasticizing additives. Therefore, when it is desired to determine fine particles packing density that will be incorporated into mortars and concretes, it is not recommended to use experimental methods that consider the materials in the dry condition. This is because the results obtained will not represent the reality of the mixtures, which present water in its composition and can also count on the presence of additives. The packing density of the dry materials will differ from the density found when the materials are part of the mortar and concrete mixtures. Other experimental methods recommend linking packing density to consistency tests. These are also not efficient, because although they allow to consider the presence of water and additives in the mixtures, the consistency chosen to determine the packing density is arbitrarily defined, and the grains can be presented in different saturation conditions, depending on the value of consistency. Furthermore, the air content in the blends is often neglected by these methods, resulting in underestimation of void index and overestimation of packing density [14; 15].

Wong and Kwan [14] proposed a new experimental method, which can be adapted to different compaction conditions, allowing water, additives and air consideration in the blends. This experimental method, adopted in the present work, will be detailed below, in item 2.1.

In addition to experimental methods, predictive models can also be adopted in the search for values representative of the packing density of particles. Some models, such as the CPM model, proposed by De Larrard [16], present good precision in found results. This model defines granular assemblies packing density from the granulometric distribution and allows to consider the type of compaction applied. It also allows to consider aspects such as grain morphology, presence of water and additives in an indirect way, since it demands to know the packing density of each class of grains component of the mixtures, parameter that must be determined experimentally. The CPM analytical model, adopted in this paper, will be detailed in the continuation, in item 2.2.

#### 2.1 Experimental method of packing density

A packing density of the dried particles was determined experimentally according to the method proposed by Wong and Kwan [14]. This method consists in dosing materials by varying water/solids ratio (w/s) and determining void index and solids concentration of each mixture through apparent density. This is done determining



#### Figure 1

Typical graph obtained packing density determination test in wet condition, adapted from [14; 37]

the mass of a known volume of paste, where the vessel is commonly used to determine the specific mass of mortars. Void ratio and solids concentration of each mixture are calculated, according to equations (1) to (3).

$$V_s = \frac{M}{\rho_w u_w + \sum_{i=1}^n \rho_i R_i} \tag{1}$$

$$u = \frac{(V - V_c)}{V_c}$$
(2)

$$\phi = \frac{V_c}{V} \tag{3}$$

Where:

V<sub>s</sub>: fine materials solids volume present in the pastes;

M: paste mass filling the container for determination of bulk density; V: vessel volume for bulk density determination;

 $\rho_w$ : water specific mass;

u": w/s ratio, by volume;

ρ<sub>i</sub>: material i specific mass;

R<sub>i</sub>: material i volume in relation to total solids volume u: void ratio;

 $\Phi$  = solids concentration.

By means of equation (2), voids ratio is ratio between void volume and solids volume in blend, while equation (3) shows that solids concentration is the ratio between solids volume and the total paste volume present in the vessel used for performing the test. It should be noted that the results obtained for void ratio and solids concentration are associated with grains dispersion condition in the mixtures. To illustrate this association, we present a typical graph obtained by performing this experiment in Figure 1.

Figure 1 shows that when the w/s ratio is high, void ratio is also high, while the solids concentration in the blend is low. This occurs because the particles of the system are dispersed in water, as shown in Figure 2a, being spaced apart from each other by being surrounded by water. As w/s ratio is decreased, dispersed particles approach each other, so that the void ratio decreases and solids concentration increases progressively. This occurs until the condition is reached where void ratio is minimal and solids concentration is maximal. In this situation, particles are still surrounded by water, but the water is only sufficient to wet the grains, with air pores inside the mixture. It is observed that the solid particles are in contact with each other, as shown in Figure 2b, so that it is possible to associate this condition of maximum solids concentration with blend packing density. At this point, if the w/s ratio is again decreased, the water volume in the mixture will not be sufficient to completely envelop the solid particles, so that the water will concentrate at the points of contact between the grains. This causes there to be some distance between particles, as shown in Figure 2c, so that void ratio increases and solids concentration decreases [17; 18; 19]. It should be noted that the test also allows to determine, at the point of maximum solids concentration, the minimum water amount required for the mixture to form a homogeneous paste.

#### 2.2 Particle packing model - CPM

The CPM model (Compressible Packing Model), proposed by De



Figure 2 Particle dispersion conditions in water [adapted from 19]



Figure 3

Withdrawal effect (adapted from [16])

Larrard (1999) [16], aims to predict packing density of polydisperse mixtures. This model is based on three parameters:

- The size of component grain of each class of set, described in granulometric curves of materials;
- The grains shape, considered indirectly from packaging density of each individual class;
- The method of packaging performing, or the compaction method used in mixtures processing.

With this model is possible to obtaining the smallest value for virtual packaging density  $\gamma$ , through equation (4), where  $\beta_i$  and  $\beta_j$  are the packing densities of each class and  $y_j$  is material volume of each class.

$$\gamma_{i} = \frac{P_{i}}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ 1 - \beta_{i} + b_{ij} \times \beta_{i} \left( 1 - \frac{1}{\beta_{j}} \right) \right] \times y_{j} - \sum_{j=i+1}^{n} \left[ 1 - a_{ij} \times \frac{\beta_{i}}{\beta_{j}} \right] \times y_{j}}$$
(4)

The model also depends on withdrawal effect  $a_{ij}$  and wall effect  $b_{ij}$  values, as presented in equations (5) and (6). These effects consider the grains interaction. Withdrawal effect occurs when a larger grain is introduced between the larger particles than the existing empty gap, producing the effect of distancing larger grains (Figure 3). The wall effect occurs when a larger particle is inserted between the smaller dominant particles. The larger grain wall will prevent the smaller particles from approaching in this area, thereby reducing the volume of solids in region (Figure 4) [16].

$$a_{ij} = \sqrt{1 - (1 - \frac{d_j}{d_i})^{1.02}}$$
(5)

$$b_{ij} = 1 - (1 - \frac{d_i}{d_i})^{1,50}$$
(6)

Finally, when considering compaction method used in processing granular mixture it is possible to obtain the actual packing density  $\Phi$ . This is done by coefficient K as given by equation (7). The model author presents a study that assigns different values to K

associating these values to the most commonly used compaction methods in the processing of mixtures of pastes, mortars and concretes [16].

$$K = \sum_{i=1}^{n} \frac{\frac{y_{i}}{\beta_{i}}}{\frac{1}{\Phi} + \frac{1}{\gamma_{i}}}$$
(7)

#### 3. Materials e method

#### 3.1 Materials

Portland cement, stone powder and silica fume were used for pastes production. Silica fume was incorporated in order to compensate for possible losses of resistance associated to the stone powder use, considering application of this study results for future concretes production, including high strength concretes. It was used stone powder and silica fume in addition to Portland cement. Silica fume has fine, rounded particles, recommended to achieve a higher packing density. The densification is obtained by particles in general 100 times smaller than as cement [20]. Silica fume dosages are usually between 5 and 15% of mass of cement. Values above that lead to considerable increases in concrete final cost and lower strength gain [20; 21; 22; 23; 24].

Was added 8% of silica fume in fines mass, which is equivalent to 11% in volume. This value was defined in previous studies [6; 25]. Portland cement type ARI (high initial strength) - V was used, which complies with specifications of standard NBR 5733 [26]. Stone powder was obtained by crushing the artificial sand from limestone suspended in water. The material was collected and then oven dried in laboratory at 60 °C. Table 1 shows the specific masses and average



Figure 4 Wall effect (adapted from [16])

#### Table 1

Physical characteristics of cement, silica fume and stone powder

Physical characteristics						
Parameters	Cement	Silica fume	Stone powder			
Specific mass (kg/m³)	3,000	2,200	2,670			
Average diameter (µm)	7.97	0.2	40.43			

diameters of three materials. The chemical additive consists of a third generation superplasticizer based on modified carboxylic ether polymers. It should be noted that it meets the requirements of NBR 11768 [27] and its specific mass is equal to 1.100 kg / m<sup>3</sup>, given by supplier. As the objective of this work is to analyze the influence of cement replacement by the stone powder, Figure 5 presents the granulometric curve of two materials obtained by the granulometric laser distribution. The equipment consists of a laser granulometer brand CILAS, model 1064. It was used as dispersion isopropyl alcohol and 1 minute of ultrasound. It is observed that cement is thinner than stone powder, and stone powder has a wider particle size range. Comparing three materials average diameter (Table 1), silica fume is the thinnest one, resulting in characteristic material filler effect.

#### 3.2 Method

#### 3.2.1 Determination of additive content and packing density of individual fines

The superplasticant (SP) saturation point determination was



Figure 5

Granulometric distribution of cement and stone powder

#### Table 2

Procedure for mixing the pastes – adapted from [19]

performed for each thin material. The tests performed were the mini Kantro cone [28] and Marsh cone [29]. In additive analysis content, for Portland cement and for stone powder, the w/s ratio was defined as 0.3. Pilot tests were performed varying the relation w/s in the contents: 0.2; 0.3; 0.4; 0.5, and the content 0.3 presented folders with adequate consistency for carrying out the tests. The contents of SP tested were: 0.3%, 0.6%, 0.9%, 1.2% and 1.5%, relative to cement mass. Pastes produced without the additive did not provide the necessary fluidity for carrying out the tests and with 1.5% led to excess SP. However, for the silica fume, the runs were performed with the w/s ratio of 0.4 to 1 and the SP content of 0% to 3%.

#### 3.2.2 Fine materials packing density determination

The test for packing density determination consists in application of method proposed by [14], which provides pastes with different w/s ratios for each material. The pastes were composed of solid material, water and additive.

Table 2 presents mortar materials mixing procedure. It will be seen that initially 50% of thin material, 80% of water and 80% of superplasticizer additive were added to mortar, then the mixture was made at low speed for 3 minutes. The remaining amounts of each material, 50% of fine material, 20% of water and 20% of SP were fractionated into four equal parts and added in mortar at different times. After each material addition, the paste was blended at low speed for 2 minutes. At the end of the process, all of materials had been added to the blend, which was carried out in a total time of 11 minutes.

After the mixing step, the pastes density were determinated in a 400 ml cylindrical mold. The mold was filled in three layers of each paste, each layer compacted with 30 mallet strokes.

## 3.2.3 Optimum Portland cement and stone powder ratio in pastes

The blend optimum ratio among studied thine materials was determined from CPM method, proposed by [16]. Portland cement replacement by stone powder was done in contents equal to 0%, 6%, 12% and 18%, by mass, which is equivalent to substitution percentages equal to 0%, 7%, 14% and 21% by volume. The literature indicates that higher values excessively increase water demand [6; 30; 31; 32]. The percentage of silica fume remained constant, as previously described, equal to 11% by volume. For each cement substitution contents per stone powder, packing density was determined analytically by CPM model. The input parameters for this model are

Mixing step	Materials	Mixing time	Velocity
٦a	50% Solid + 80% Water + 80% SP	3 min.	Low
2°	12.5% Solids + 5% Water + 5% SP	2 min.	Low
3ª	12.5% Solids + 5% Water + 5% SP	2 min.	Low
4ª	12.5% Solids + 5% Water + 5% SP	2 min.	Low
5°	12.5% Solids + 5% Water + 5% SP	2 min.	Low

## Table 3Variables applied in CPM method (by volume)

Variable	Cement	Stone powder	Silica fume
Volumetric fraction	0.89; 0.82; 0.75; 0.68	0; 0.7; 0.14; 0.21	0.11
Particle diameter (µm)	7.97	40.43	0.20

presented in Table 3. For model application, the contents of each material are analyzed in volume. The K value used in method was 6.7, corresponding to wet compaction.

In order to compare the results obtained using the CPM model and to determine the optimum w/s ratio for mixtures of materials, the combinations were also reproduced experimentally. Density and packing were determined according to the method proposed by [14].

#### 3.2.4 Influence of excess water on the consistency of pastes

Was tried to evaluate the influence of excess water on cement pastes consistency produced with replacement of Portland cement by stone powder at the same levels previously evaluated. The superplasticizer content used in mixture of three materials of 0.9%, in relation to the total fines. This additive content was the highest found, except the silica fume, which presented a very high superplasticizer demand. More detailed explanations about the choice of the saturation point to be used are given in item 4.1. The silica fume content was the same used in experimental analysis of fine materials packing density. Considering then that experimental packing density is obtained in pastes whose water demand is the minimum required to wet grain components of mixture [9; 17], it is possible to calculate the volume of excess water. This is equal to the difference between water total volume used in mixtures (value used in mixtures that passed at consistency test) and the volume corresponding to minimum water demand. For paste consistency tests, the amount of water was pre-established for blend without



#### Figure 6

Results of cement and SP compatibility in mini Kantro cone and Marsh cone

stone powder, w/s ratio was defined as 0.3 mass. The w/s ratio was kept constant for other mixtures. Thus, varying only substitution content of Portland cement by stone powder, it was possible to analyze the influence on consistency for the same relation w/s. The method used for consistency analysis of binders produced was mini cone of Kantro [28].

#### 4. Results and discussion

#### 4.1 Superplasticizer additive saturation point

The pastes produced without superplasticizer additive did not provide the fluidity required for the tests for all thin materials studied. The results of additive saturation point with cement obtained in mini Kantro cone and Marsh cone are shown in Figure 6.

It is observed in Figure 6 that the slump obtained in mini Kantro cone, with the pastes produced in three times, increased until the content of 0.9% of additive. Therefore, 0.9% of additive is the optimal content. When comparing the curves obtained at different times it is possible to verify that abatements decrease with time, which was expected due to the beginning of cement hydration process and loss of additive efficiency. It is observed in the Marsh cone curves that until the content of 0.9% of SP has times reduced, which highlights the greater fluidity of pastes produced with this content. Comparing the curves at different ages, there is an increase in time, which proves the previous conclusions.

Figure 7 shows additive saturation point results with the stone powder, by mini Kantro cone and Marsh cone tests.

It is observed in Figure 7 that slump obtained in mini Kantro cone increased significantly when uperplasticizer content was increased from 0.3% to 0.6%. For higher contents of the additive, no significant increase of the scattering was observed when performing the mini Kantro cone test. Likewise, Marsh cone tests show a significant reduction in paste flow time increasing the additive content from 0.3% to 0.6%. The same was not observed for higher contents, since flow times were slightly higher than that found for the



Figure 7

Results of stone powder and SP compatibility in mini Kantro cone and Marsh cone



#### Figure 8

Silica fume pastes in the highest water and SP content

additive content equal to 0.6%. This result was already expected, since stone powder is a thicker material than Portland cement (see Table 1). Consequently, it has a smaller specific surface to be covered by additive compared to the cement, which results in a lower saturation point.

As for silica fume, it was not possible to maintain the relation a / s and the SP content used in cement and stone powder. Silica fume has a much higher specific surface area than cement and stone powder, resulting in increased water demand.

For silica fume, superplasticizer additive content was gradually increased until a value of 3% was reached, and yet the mixture was not flowable. Figure 8 illustrates this situation. That is, with 3% additive the paste did not flow through Marsh cone and there was no opening through mini Kantro cone, leaving the opening diameter with cone measure itself. This 3% value is a high percentage of additive, since the manufacturer's maximum recommendation is



#### Figure 9

Results of solids concentration of pastes produced with Portland cement, stone powder and silica fume, individually 2.0%. The need for high additive contents was observed due to the fineness of silica fume and its high specific surface, requiring a large additive amount to flow (greater than 3%).

It should be noted, however, that the idea of determining an optimum cement substitution content by stone powder is valid only if a possible concrete application is considered. In order for this application to be feasible, it is important that superplasticizer additive content used is not too high, since this will increase the cost of oncretescubic meter, which would make it impossible to use. The maintenance of the additive content within the limits recommended by the manufacturer also contributes to a greater acceptance of the market in the use of this product for concretes. Therefore, it was not used in the tests to determine the superplasticizer saturation point with silica fume, since it would not be feasible to use more than 3% of this additive in the concrete production.

Therefore, it was decided to fix superplasticizer content in 0.9% on the total solids mass, being this the second highest value found. It was decided to fix a single content of additive, since the three materials will be part of the same blend. It is known that this chosen path does not guarantee total dispersion of the fine materials in the mixture, because although it will take into account the saturation point of the cement and the stone powder, the additive will not be sufficient to cover all grains surface of given the presence of the silica fume. Soon, there will be agglomerations in the mixtures produced. In spite of this problem, the results obtained represent the packing of the fine particles as it would be found in a real condition, allowing the studied pastes to be used in the future in the production of concretes, including concretes of high resistance, given the presence of the active silica.

#### 4.2 Density of packaging of thin materials

The results of solids concentration and voids ratio of fine materials, obtained by [14], are presented in Figure 9. The optimum packing density, with corresponding w/s ratio, is given in Table 4. Note that the results presented in Table 4 correspond to the maximum solids concentration obtained for each material, according to the shown

#### Table 4

Density of experimental packaging of the studied fine materials

Material	Experimental packing density (\u00f3 maximum)	Void ratio (u minimum)	ldeal ratio w/s
Portland Cement	0.610	0.639	0.15
Stone powder	0.655	0.527	0.17
Silica fume	0.354	1.828	0.75

in Figure 9, this value is equal to the experimental packing density. The minimum void and w/s ratio are also corresponding to the maximum solids concentration.

Analyzing studied fine materials individually, Table 4 shows the inverse relation between packing density and void ratio. In cement case, the packing density of 0.610 corresponds to a void ratio of 0.639, which is the minimum void ratio found with the w/s ratio of 0.15. For values below 0.15, the water amount in blend was insufficient to wet all of the component particles. However, for values above 0.15, excess water is observed between particles, reducing solids concentration and increasing voids ratio as the w/s ratio increases. That is, above the ideal water content, particles get distant, increasing the amount of air between them and, consequently, reducing the solids concentration, measured by the apparent density. The same reasoning can be applied to stone powder, which obtained the packing density of 0.655, corresponding to a void ratio of 0.527 and a w/s ratio equal to 0.17.

However, a packing density of 0.354 is observed analyzing silica fume, inferior to others. Void ratio 1.828 is higher than others ratios found. The higher void ratio found indicates that are more voids than solids in silica fume mixture, probably due to the high formation of agglomerates. In addition, the curves for silica fume (Figure 9) highlight the need for a higher amount of water (w/s) to obtain packing density. This can be explained by silica fume high fineness. Water demand is a function of particles specific surface: how larger the particles specific surface is, more water will be required to wet them. Considering that packing density is obtained when



#### Figure 10

Results of pastes solids and void ratio produced with Portland cement, stone powder and silica fume all system particles are wet, it is natural that the amount of water demanded by silica fume exceeds that demanded by cement and stone powder. Moreover, in silica fume agglomerates particles there is also trapped air, which leads to a high void ratio [33].

Comparing Table 4 materials, it was observed that the higher packing density (and consequently the lowest voids ratio) was obtained for stone powder. Silica fume gain the lowest packing density among studied materials. Portland cement presented intermediate values among these three materials. These differences in packing density were already expected due to the difference in average materials diameter. Table 1 show that stone powder has the largest average diameter between fine materials (more than 5 times of Portland cement diameter and 200 times of silica fume). Consequently, stone powder has less agglomeration between particles, so it is the material with less voids and higher packing density, among the three fine materials studied. Comparing cement and stone powder, the stone powder has a wider particle size range, so smaller grains fill the voids left by larger grains, successively. With the same reasoning, silica fume has a packing density lower than the others materials, the ratio between superficial area and volume is bigger in small particles, which causes attraction forces between grains been dominant, favoring agglomerates formation [12; 34], resulting in increased voids between particles and, consequently, reduction in packaging density.

#### 4.3 Optimum ratio between Portland cement and stone powder

The determination of optimum ratio between Portland cement and stone powder was done using CPM model [16] and, in parallel, by means of experimental method proposed by [14]. Figure 10 presents results of solids concentration and voids ratio for pastes produced with Portland cement, stone powder and silica fume, according to [14]. The ratio of silica fume was set at 11% by volume. The proportion of stone powder varied by 0, 7, 14 and 21% by volume, instead of cement. It is emphasized that the maximum solids concentration of each paste represents experimental blend packing density. This value is then compared with the packing density obtained by CPM model [16] in Figure 11.



Figure 11

Experimental and analytical packing density of each cement replacement content by stone powder

#### Table 5

Evaluation of excess water

	Consu	mption of	material for c	onsistency of	Water consumption for maximum	Exooss	
Concrete	Cement (m <sup>3</sup> )	Silica fume (m³)	Stone powder (m³)	SP (m³)	Water (m³)	concentration of solids (m <sup>3</sup> )	water (m <sup>3</sup> )
0%	0.462	0.057	0.000	0.013	0.467	0.39	0.08
7%	0.430	0.057	0.035	0.013	0.465	0.31	0.16
14%	0.398	0.057	0.069	0.013	0.463	0.39	0.08
21%	0.366	0.056	0.103	0.013	0.461	0.31	0.15

It can be seen from Figure 11 that the proportion with the greatest substitution of Portland cement by the stone powder, equal to 21% by volume, was the one that obtained the highest packing density by CPM model and experimental method. This is a very positive result, since the replacement of cement by stone powder in high proportions presents economic and environmental advantages.

It is also verified that the theoretical and experimental values of packing density are very close, with a maximum difference of 4.8% in case of 14% of stone powder replacing cement. This demonstrates CPM model [16] effectiveness when applied to cement pastes.

When comparing the results of Figure 11 with those presented previously in Table 4, it is verified that through theoretical model the packing densities were obtained for three materials (cement, stone powder and silica fume) blend, superior to those obtained for each material. This shows that complementary granulometries lead to higher packaging densities. However, comparing experimental blends densities and individual materials densities, can be noted that stone powder obtained a higher packing density than blends. This is due to a wider granulometric distribution of the same, helping fill voids.

#### 4.4 Influence of excess water on the consistency of pastes

The composition of pastes produced with Portland cement replacement by stone powder and evaluated through Kantro mini cone are presented in Table 5, as well as the water consumption for solids maximum concentration and excess of water for each paste.



#### Figure 12

Relation between excess water and the consistency of the pastes The relation between excess water and pastes consistency for the four Portland cement substitution contents by stone powder is presented in Figure 12.

It is observed in Figure 12 that fluidity obtained in Kantro mini cone grew with stone powder addition content. With volume of paste kept constant, the use of materials with different granulometry increased the excess water content. As excess water is responsible for paste lubrication, a higher packing cementitious density materials for a given volume of water improves the flowability. As a consequence, there is a better dispersion between particles and an increase in blend workability [35; 36].

Note that contents excess water 0% and 14% of stone powder were lower than 7% and 21%. The paste produced with 0% of stone powder presented higher amounts of fines (Portland cement and silica fume), since it does not present the stone powder in its composition. It also presented the lowest fluidity among the pastes. This is due to higher specific surface area of fines, the greater amount in this mixture, which raises the water demand needed to wet particles, so that water is not available to assist in blend fluidity. In addition, the amount of superplasticizer was constant in all mixtures, and probably not sufficient to promote complete particles dispersion in that fines content. When stone powder is incorporated into pastes at the rate of 7% cement replacement by powder, the percentage of fines in mixture is reduced, and consequently particles specific surface area also reduces. This reduces the demand for water needed to wet the particles, which leaves more water available to promote fluidity. Moreover, the higher packaging density of this paste means that volume of water needed to fill voids between grains is smaller, which also contributes to increase the excess of water. However, paste produced with a 14% substitution of cement by powder presented lower excess of water compared to 7% of substitution. Therefore, this content had more voids and demanded more water. What had already been observed in experimental packing density (Figure 11).

Also in Figure 11 and Figure 12, it was observed that the 21% substitution content obtained the highest packing density, experimental and analytical, and had a water excess greater than the 14% content, as expected. In this case, packing density is higher, resulting a lower water demand and higher workability.

#### 5. Conclusion

From experimental program developed and results obtained, following conclusions can be drawn:

For Portland cement the ideal additive content is 0.9% and for

de stone powder the ideal additive content is 0.6% relative to the mass of fine materials. For silica fume it is not plausible to perform this test, since it would demand SP content much higher than the other materials and that recommended by the manufacturer.

- The stone powder presented the highest value of packing density, when the materials were analyzed separately, due to a wider particle size distribution.
- According to results obtained by applying CPM [16] and experimental method [14], paste composition with 68% Portland cement, 21% stone powder and 11% silica fume by volume was which had the highest particle packing density. This corresponds to values of 74% Portland cement, 18% stone powder and 8% silica fume, by mass.
- Due to the high fineness of silica fume particles, the packing density of this material was much lower than cement and stone powder. This was due to the higher specific surface area of silica fume, leading to the need for more water to wet it. In addition, finer particles are more susceptible to agglomeration effects. Because in small particles the surface area is bigger than volume. This causes that forces of attraction are dominant before gravitational forces. Thus, how finer particles are, the greater agglomeration effect. Among silica fume agglomerates particles there is also entrapped air, leading to a high void ratio. As superplasticizer content was constant in determining the packing density, it is natural that it has been less efficient in providing individual dispersion of silica fume particles, since silica fume is much thinner than cement and stone powder.
- The analytical packing density values for materials mixtures, by CPM model [16], were higher than the experimental packaging density values obtained for each material. It demonstrates that complementary granulometries, or a larger amplitude of grain size without set, lead to higher packaging densities.
- Pastes flowability increased with the raise of stone powder content. Excess water is responsible for paste lubrication, so a higher packing density for a given volume of water, improves fluidity.
- The higher cement substitution for stone powder, 21% by volume and 18% by mass, obtained the highest packaging density, experimental and analytical, and the highest workability, allowing economic and environmental advantages.

#### 6. Acknowledgments

To the companies Itambé, Grace and Concrebrás, who kindly provided all the necessary materials for the production of the briefcases studied. To Post-Graduation Program in Civil Construction Engineering (PPGECC) of Paraná Federal University for the opportunity to elaborate the present research.

#### 7. References

- Barbosa, M. T. G.; Coura, C. V. G.; Mendes, L. D. O. Estudo sobre a areia artificial em substituição à natural para confecção de concreto. Revista Ambiente Construído, vol. 8, no. 4, p. 51–60, 2008.
- [2] Balapgol, B.; Kulkarni, S. A.; Bajoria K. M. Strength and durability of concrete with crushed sand. In 27th Conf. Our

World Concr. Struct. 29 - 30 August 2002, Singapore, vol. 158, no. SB3, p. 191–199, 2002.

- [3] Gonçalves, J. P.; Tavares, L. M.; Toledo Filho, R. D.; Fairbairn, E. M. R.; Cunha, E. R. Comparison of natural and manufactured fine aggregates in cement mortars. Cement and Concrete Research, vol. 37, no. 6, p. 924–932, 2007.
- [4] Campos, H. F.; Marques Filho, J.; Oliveira, D. R. B. Determinação do teor ótimo de superplastificante na pasta de cimento Portland produzida com substituição parcial do aglomerante pelo pó de pedra existente nas areias artificiais. Anais do 57º Congresso Brasileiro do Concreto, p. 1–13, 2015.
- [5] Jonh, V. M. Concreto Sustentável. In: ISAIA, G. C. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: Ibracon, 2011. v. 2.
- [6] Campos, H. F. Concreto de alta resistência utilizando pó de pedra como substituição parcial do Cimento Portland: Estudo experimental. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2015.
- [7] Almeida, S. L. M.; Silva, V. Areia artificial : uma alternativa econômica e ambiental para o mercado nacional de agregados. In: II SUFFIB – Seminário: O Uso da Fração Fina da Britagem. São Paulo, p. 10, 2005.
- [8] Andriolo, F. R. Usos e abusos do pó de pedra em diversos tipos de concreto. In: II SUFFIB – Seminário: O Uso da Fração Fina da Britagem. São Paulo, p. 1, 2005.
- [9] Ji, T.; Chen, C. Y.; Zhuang, Y. Z.; Chen, J. F. A mix proportion design method of manufactured sand concrete based on minimum paste theory. Construction and Building Materials, vol. 44, p. 422–426, 2013.
- Berndt, M. L. Influence of concrete mix design on CO<sub>2</sub> emissions for large wind turbine foundations. Renew. Energy, vol. 83, p. 608–614, 2015.
- [11] Relatório anual do Sindicato Nacional da Indústria do Cimento, 2013.
- [12] De Castro, A. L.; Pandolfelli, V. C. Revisão: conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil. Cerâmica, vol. 55, no. 333, p. 18–32, 2009.
- [13] Damineli, B. L. Conceitos para formulação de concretos com baixo consumo de ligantes: controle reológico, empacotamento e dispersão de partículas. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2013.
- [14] Wong, H. H. C.; Kwan, A. K. H. Packing density of cementitious materials: part 1—measurement using a wet packing method. Materials and Structures, vol. 41, no. 4, p. 689–701, 2008.
- [15] Fennis, S. M.; Walraven, J. C. Using particle packing technology for sustainable concrete mixture design. Heron., vol. 57(2), p. 73–101, 2012.
- [16] De Larrard, F. Concrete mixture proportioning: A Scientific Approach. Modern Concrete Technology Series, v. 9. E & FN SPON, London. 1999.
- [17] Klein, N. S. El rol físico del agua en mezclas de cemento Portland. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universitat Politècnica de Catalunya, 2012.

- [18] Li, L. G.; Kwan, A. K. H. Concrete mix design based on water film thickness and paste film thickness. Cement and Concrete Composites, vol. 39, p. 33–42, 2013.
- [19] Fennis, S. M. Design of ecological concrete by particle packing optimization. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Delft University of Technology, Holanda, 2011.
- [20] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI. Report on High-Strength Concrete - ACI Committee 363, 2002.
- [21] Khan, M. I. Isoresponses for strength, permeability and porosity of high performance mortar. Building and Environment, vol. 38, p. 1051–1056, 2003.
- [22] Mazloom, M.; Ramezanianpour, A. A.; Brooks, J. Effect of silica fume on mechanical properties of high-strength concrete. Cement and Concrete Composites, vol. 26, p. 347–357, 2004.
- [23] Wong, H. S.; Abdul Razak, H. Efficiency of calcined kaolin and silica fume as cement replacement material for strength performance. Cement and Concrete Research, vol. 35, p. 696–702, 2005.
- [24] Wongkeo, W.; Thongsanitgarn, P.; Ngamjarurojana, A.; Chaipanich, A. Compressive strength and chloride resistance of self-compacting concrete containing high level fly ash and silica fume. Materials and Design, vol. 64, p. 261–269, 2014.
- [25] Mendes, S. Estudo experimental de concreto de alto desempenho utilizando agregados graúdos disponíveis na região metropolitana de Curitiba. Dissertação. (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2002.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland de alta resistência inicial. - NBR 5733, Rio de Janeiro, 1991.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Aditivos para concreto de cimento Portland. - NBR 11768, Rio de Janeiro, 2011.
- [28] Kantro, D. Influence of Water-Reducing Admixtures on Properties of Cement Paste: A Miniature Slump Test. Cement and Concrete Aggregates, vol. 2, p. 95–102, 1980.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Calda de cimento para injeção. - NBR 7681, Rio de Janeiro, 2013.
- [30] Campos, H. F.; Marques Filho, J. Análise da trabalhabilidade e da resistência à compressão de argamassas produzidas com substituições parciais da areia artificial por pó de pedra. Anais do 57º Congresso Brasileiro do Concreto, p. 1–16, 2015.
- [31] Polucha, A. Estudo experimental de concreto auto adensável utilizando areia 100% artificial e fíler calcário como substituição parcial do cimento Portland. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2016.
- [32] Hoffmann, L. Efeitos da adição de materiais pulverulentos proveniente da britagem de rochas na resistência de concretos convencionais. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2015.
- [33] Hermann, A.; Langaro, E. Lopes da Silva, S. H.; Klein, N. S. Empacotamento de partículas de cimento e sílica ativa em

pastas pelo uso de modelo analítico. Revista Ibracon Estruturas e Materiais, vol. 9, no. 1, p. 48–65, 2016.

- [34] Klein, N. S.; Cavalaro, S.; Aguado, A.; Segura, I.; Toralles, B. The wetting water in cement-based materials: Modeling and experimental validation. Construction and Building Materials, vol. 121, p. 34–43, 2016.
- [35] Wong, H. H. C.; Kwan, A. K. H. Packing density : a key concept for mix design of high performance concrete. In: Materials Science and Technology in Engineering Conference (MaSTEC), pp. 1–15, 2005.
- [36] Yu, A. B.; Feng, C. L.; Zou, R. P.; Yang, R. Y. On the relationship between porosity and interparticle force. Powder Technology, vol. 130, no. 1–3, p. 70–76, 2003.
- [37] Wong, H. H. C.; Kwan, A. K. H. Packing density of cementitious materials: part 2—packing and flow of OPC + PFA + CSF. Materials and Structures, vol. 41, no. 4, p. 773–84, 2008.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Determination of the optimal replacement content of Portland cement by stone powder using particle packing methods and analysis of the influence of the excess water on the consistency of pastes

Determinação do teor ótimo de substituição do cimento Portland por pó de pedra usando métodos de empacotamento de partículas e análise do excesso de água na consistência de pastas

> H. F. CAMPOS ª heloisacampos@ufpr.br https://orcid.org/0000-0002-9597-0231

> T. M. S. ROCHA a thaisamsrocha@yahoo.com.br https://orcid.org/0000-0002-8586-6449

> G. C. REUS a gio\_reus@yahoo.com.br https://orcid.org/0000-0003-0443-4773

> N. S. KLEIN a <u>nayaraklein@ufpr.br</u> https://orcid.org/0000-0002-7905-9608

> > J. MARQUES FILHO a

jmarquesfilho@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-4404-274X

#### Abstract

Cement is considered the basic component with the highest environmental impact in construction, in terms of CO<sub>2</sub> emissions. As for the aggregates, the process of comminution of rocks, in addition to artificial sand, generates stone powder that ends up being stored outdoors, generating environmental damages. Thus, the replacement of cement by stone powder appears as an attractive alternative towards the sustainable concretes. In this context, the objective of this paper is to determine the maximum packing density in Portland cement, silica fume and stone dust pastes, to determine the optimal cement substitution content for the stone powder. In addition, it is intended to verify the influence of excess water on the consistency of the mixtures produced. The substitution was done in contents equal to 0%, 7%, 14% and 21% by volume and, for each content, the packing density was determined analytically by CPM model and combinations were reproduced experimentally. Excess water was checked by the mini Kantro cone test. The results showed that the higher cement substitution content of the stone powder obtained the higher packing density, experimental and analytical, and the higher workability, allowing economic and environmental advantages. Analyzing each material, the stone powder resulted in the highest packing density and silica fume is the lowest one. Therefore, finer particles resulted in lower packaging densities, due to the greater specific surface area, which demands more water. The agglomeration resulted in more empty gaps between the grains. In addition, mixtures flowability increased with the increase of the stone powder content. As the excess water is responsible for mixture lubrication, a higher packing density for a given volume of water improves the flowability.

Keywords: stone powder, cement paste, particle packing, excess water, sustainability.

#### Resumo

O cimento Portland é considerado o componente de base com o maior impacto ambiental na construção civil, em termos de emissões de CO<sub>2</sub>. Quanto aos agregados, o processo de cominuição das rochas, além da areia artificial, gera pó de pedra que acaba sendo armazenado ao ar livre, gerando impactos ambientais. Assim, a substituição do cimento por pó de pedra aparece como uma alternativa atraente em direção à dosagem de concretos sustentáveis. Nesse contexto, o objetivo do presente trabalho é determinar a máxima densidade de empacotamento de partículas em pastas compostas por cimento Portland, sílica ativa e pó de pedra, buscando determinar o teor ótimo de substituição do cimento por pó de pedra. Além disso, pretende-se verificar a influência do excesso de água na consistência das pastas produzidas. A substituição do cimento por pó de pedra foi feita em teores iguais a 0%, 7%, 14% e 21%, em volume, sendo determinada a densidade de empacotamento analiticamente, pelo modelo CPM. As combinações foram reproduzidas experimentalmente. A consistência das pastas foi verificada com auxílio do mini cone de Kantro. Os resultados demonstraram que o maior teor de substituição do cimento pelo pó de pedra apresentou a maior densidade de empacotamento, experimental e analítica, e a maior trabalhabilidade, permitindo vantagens econômicas e ambientais. Analisando cada material individualmente, o pó de pedra apresentou a maior densidade de empacotamento e a sílica ativa a menor. Partículas finas resultam em menor densidade de empacotamento, devido à maior superfície específica, a qual demanda mais água. A aglomeração aumenta os vazios entre os grãos. Além disso, a fluidez das pastas produzidas aumentou com o acréscimo do teor de pó de pedra. Como o excesso de água é o responsável pela lubrificação da pasta, uma densidade de empacotamento mais elevada colabora para o aumento da fluidez quando o volume de água permanece fixo.

Palavras-chave: pó de pedra, pasta de cimento, empacotamento de partículas, excesso de água, sustentabilidade.

<sup>a</sup> Universidade Federal do Paraná, Departamento de Construção Civil, Curitiba, PR, Brasil

Received: 18 Jan 2018 • Accepted: 03 Jun 2018 • Available online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

#### 1. Introdução

A extração da areia natural é responsável pela retirada da cobertura vegetal dos solos, pela degradação dos cursos d'água e por consideráveis prejuízos ao meio ambiente, o que dificulta a obtenção de licenças ambientais para o aproveitamento de novas jazidas deste agregado [1; 2; 3; 4]. O impacto ambiental advindo do uso deste material é ainda agravado pela informalidade nos processos de extração [1; 5; 6]. Desse modo, a substituição da areia natural pelo agregado miúdo de britagem, a areia artificial, aparece como alternativa atraente e tem sido estudada há alguns anos [1; 2; 3; 7; 8]. Porém, a lavagem da areia artificial gera pó de pedra, caracterizado pelo material passante na peneira #200 (0,075 mm) que é estocado ao ar livre. Esse material estocado nas pedreiras causa alteração da paisagem, criando impacto ambiental, obstrução de canais de drenagem em virtude da sua deposição e geração de poeira nas operações de britagem [6]. Aproveitar o pó retirado das jazidas, além de trazer maior lucratividade às empresas, traz benefícios ao meio ambiente.

Diversos estudos vêm sendo feitos com o intuito de incorporar o pó de pedra em concretos convencionais, incrementando e/ ou substituindo o agregado miúdo [8; 9]. A substituição parcial do cimento Portland é outra estratégia que pode ser adotada na tentativa de incorporação do pó de pedra em concretos. Esta estratégia é ambientalmente atrativa, dado que as emissões de CO<sub>2</sub> associadas ao cimento Portland representam cerca de 5 e 7% das emissões antropogênicas de CO<sub>2</sub> em todo o mundo [10], as quais se devem ao consumo de combustíveis fósseis e à decomposição do calcário, já que este é constituído de 44% de CO<sub>2</sub> [5]. Na indústria nacional, a emissão de CO<sub>2</sub> do clínquer gira em torno de 600 kgCO<sub>2</sub>/t produzida [11]. Considerando a associação bem estabelecida entre as emissões de CO, e as mudanças ambientais, em especial o aquecimento global, há uma necessidade socioambiental contínua de redução das emissões industriais de CO<sub>2</sub>, justificando estratégias que visem a redução do consumo de cimento em concretos.

Assim, conciliar a necessidade da redução do consumo de cimento em concretos com a utilização de resíduos de britagem, como o pó de pedra, é uma alternativa atraente em direção ao desenvolvimento sustentável. Ressalta-se, no entanto, que o pó de pedra é um material inerte com granulometria superior a do cimento [4; 8], o que dificulta o uso deste resíduo na obtenção de resistências mais elevadas. Por isso, estudos de substituição do cimento Portland por pó de pedra são mais comuns em concretos convencionais [8; 9]. Para compensar possíveis perdas de resistência associadas ao uso do pó de pedra, a sílica ativa é uma opção que poderia viabilizar o uso de pó de pedra na produção não somente de concretos convencionais, como também de concretos de alta resistência, ampliando as opções de uso deste resíduo.

É importante, então, determinar a proporção adequada de cada material nas misturas, buscando que as pastas, argamassas e concretos produzidos sejam tecnicamente eficientes. Os métodos de empacotamento de partículas podem auxiliar a alcançar esta meta. O empacotamento de partículas de uma mistura é promovido pela distribuição dos tamanhos de grãos componentes desta e define as propriedades reológicas do material [12]. Com o aumento da densidade de empacotamento é possível obter, além de uma maior fluidez, uma redução no consumo do fluido ligante para preencher os espaços entre os grãos [13; 14]. No caso de concretos, pode-se considerar a pasta de cimento como fluido que atua como ligante entre os grãos dos agregados. No caso de pastas, por outro lado, a água é o fluido que atua dando mobilidade às partículas de cimento Portland e adições minerais, de modo que um empacotamento eficiente das partículas finas resultará na redução do consumo de água das misturas, podendo também colaborar para que as pastas se tornem mais fluidas.

Nesse contexto, o objetivo do presente trabalho é determinar a máxima densidade de empacotamento de partículas em pastas compostas por cimento Portland, sílica ativa e pó de pedra, buscando determinar o teor ótimo de substituição do cimento pelo pó de pedra. A presença da sílica ativa justifica-se com o intuito de compensar possíveis perdas de resistência advindas do uso do pó de pedra. Pretende-se também verificar a influência do excesso de água na consistência das pastas produzidas.

#### 2. Revisão bibliográfica

A determinação da densidade de empacotamento de partículas finas é um desafio, devido à aglomeração que estas partículas sofrem, de modo que são sensíveis à energia de compactação adotada, à presença de água e de aditivos plastificantes e superplastificantes. Logo, quando se deseja determinar a densidade de empacotamento de partículas finas que serão incorporadas em argamassas e concretos, não se recomenda usar métodos experimentais que considerem os materiais na condição seca. Isso pois os resultados obtidos não estarão representando a realidade das misturas, que apresentam água em sua composição e podem contar também com a presença de aditivos. A densidade de empacotamento dos materiais secos irá diferir da densidade encontrada quando os materiais fazem parte das misturas de argamassas e concretos. Outros métodos experimentais recomendam relacionar a densidade de empacotamento a testes de consistência. Estes tampouco são eficientes, pois apesar de possibilitarem considerar a presença de água e aditivos nas misturas, a consistência escolhida para se determinar a densidade de empacotamento é definida arbitrariamente, podendo os grãos apresentarem-se em diferentes condições de saturação, a depender do valor de consistência adotado. Além disso, o teor de ar nas misturas é muitas vezes negligenciado por estes métodos, resultando na subestimação do índice de vazios e superestimação da densidade de empacotamento [14; 15].

Com o objetivo de superar os problemas previamente citados, associados à determinação da densidade de empacotamento de partículas finas, Wong e Kwan [14] propuseram um novo método experimental, que pode ser adaptado a diferentes condições de compactação, permite considerar a presença de água, aditivos e também de ar nas misturas. Este método experimental, adotado no presente trabalho, será detalhado na continuação, no item 2.1. Além de métodos experimentais, modelos de previsão podem também ser adotados na busca de valores representativos da densidade de empacotamento de partículas. Alguns modelos, como o modelo CPM, proposto por De Larrard [16], apresentam boa precisão nos resultados encontrados. Este modelo define a densidade de empacotamento de conjuntos granulares a partir da distribuição granulométrica e permite considerar o tipo de compactação aplicada. Ele permite também considerar aspectos como morfologia dos grãos, presença de água e aditivos de forma indireta, dado que demanda que se conheça a densidade de empacotamento de cada classe de grãos componente das misturas, parâmetro que deve ser determinado experimentalmente. O modelo analítico CPM, adotado no presente trabalho, será detalhado na continuação, no item 2.2.

## 2.1 Determinação experimental da densidade de empacotamento

A densidade de empacotamento das partículas finas foi determinada experimentalmente segundo método proposto por Wong e Kwan [14]. Este consiste em produzir pastas variando a relação água/sólidos (a/s) destas, para então determinar a densidade aparente de cada pasta produzida. Isso se faz através da determinação da massa de um volume conhecido de pasta, em que se utiliza, comumente, o recipiente para determinação da massa específica de argamassas. A partir disso, calcula-se a relação de vazios e a concentração de sólidos de cada mistura, segundo as equações (1) a (3).

$$V_{\rm s} = \frac{M}{\rho_w u_w + \sum_{i=1}^n \rho_i R_i} \tag{1}$$

$$u = \frac{(V - V_c)}{V_c}$$
(2)

$$\phi = \frac{V_c}{V} \tag{3}$$

Em que:

 $V_s$ : volume de sólidos dos materiais finos presentes nas pastas; M: massa de pasta que preenche o recipiente para determinação da densidade aparente;

V: volume do recipiente para determinação da densidade aparente;  $\rho_{\rm w}$ : massa específica da água;



#### Figura 1

Gráfico típico obtido no ensaio de determinação da densidade de empacotamento na condição úmida, adaptado de [14; 37]

- u": relação a/s, em volume;
- $\rho_i$ : massa específica do material i;
- R<sub>i</sub>: volume do material i em relação ao volume total de sólidos;
- u: relação de vazios;
- Φ: concentração de sólidos.

Por meio da equação (2), verifica-se que a relação de vazios é a razão entre o volume de vazios e o volume de sólidos na mistura, enquanto a equação (3) mostra que a concentração de sólidos é a razão entre o volume de sólidos e o volume de total de pasta presente no recipiente usado para realização do ensaio. Ressalta-se que os resultados obtidos tanto para a relação de vazios quanto para a concentração de sólidos estão associados à condição de dispersão dos grãos nas misturas. Para ilustrar esta associação, apresenta-se um gráfico típico obtido pela realização deste experimento na Figura 1.

A Figura 1 mostra que quando a relação a/s é elevada, a relação de vazios é também alta, enquanto a concentração de sólidos na mistura é baixa. Isso ocorre, pois as partículas do sistema estão



Figura 2

Condições de dispersão de partículas em água [adaptado de 19]





dispersas em água, como mostra a Figura 2a, estando afastadas umas das outras por estarem envoltas por água. Conforme a relação a/s é diminuída, as partículas dispersas se aproximam umas das outras, de modo que a relação de vazios diminui e a concentração de sólidos aumenta progressivamente. Isso ocorre até que se alcance a condição em que a relação de vazios é mínima e a concentração de sólidos é máxima. Nesta situação, as partículas ainda estão envoltas por água, porém a água é apenas suficiente para molhar os grãos, havendo poros de ar no interior da mistura. Observa-se que as partículas sólidas estão em contato umas com as outras, como mostra a Figura 2b, de modo que é possível associar esta condição de máxima concentração de sólidos com a densidade de empacotamento da mistura. A partir deste ponto, se a relação a/s for novamente diminuída, o volume da água na mistura não será suficiente para envolver completamente as partículas sólidas, de modo que a água se concentrará nos pontos de contato entre os grãos. Isto faz com que haja certa distância entre partículas, tal como mostra a Figura 2c, de modo que a relação de vazios aumenta e a concentração de sólidos diminui [17; 18; 19]. Ressalta-se que o ensaio permite ainda determinar, no ponto de concentração de sólidos máxima, a quantidade mínima de água necessária à mistura para que ocorra a formação de uma pasta homogênea.

#### 2.2 Modelo de empacotamento de partículas, CPM

O modelo CPM (do inglês, Compressible Packing Model), proposto por De Larrard [16], tem como objetivo prever a densidade de empacotamento de misturas polidispersas. Este modelo se baseia em três parâmetros:

- O tamanho dos grãos componentes de cada classe do conjunto, descrito nas curvas granulométricas dos materiais;
- A forma dos grãos, considerada indiretamente a partir da densidade de empacotamento de cada uma das classes individualmente;
- O método de execução do empacotamento, ou o método de compactação utilizado no processamento das misturas.
- O modelo consiste em obter o menor valor para a densidade de

empacotamento virtual y, por meio da equação (4), onde  $\beta_i e \beta_j s$ ão as densidades de empacotamento de cada classe e y<sub>j</sub> é o volume de material de cada classe.

$$\gamma_{i} = \frac{\beta_{i}}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ 1 - \beta_{i} + b_{ij} \times \beta_{i} \left( 1 - \frac{1}{\beta_{j}} \right) \right] \times y_{j} - \sum_{j=i+1}^{n} \left[ 1 - a_{ij} \times \frac{\beta_{i}}{\beta_{j}} \right] \times y_{j}}$$
(4)

O modelo depende também da determinação dos valores do efeito de afastamento  $a_{ij}$  e efeito parede  $b_{ij}$  conforme apresentado nas equações (5) e (6). Esses efeitos consistem na interação dos grãos. O primeiro ocorre quando se introduz, entre as partículas maiores, um grão que seja maior que o espaço vazio existente, produzindo o efeito de afastamento dos grãos de maior tamanho (Figura 3). Já o efeito parede, ocorre quando for inserida uma partícula maior entre as partículas menores dominantes. A parede do grão de maior tamanho impedirá que as partículas menores se aproximem nesta área, dessa forma reduzindo o volume de sólidos na região (Figura 4) [16].

$$a_{ij} = \sqrt{1 - (1 - \frac{d_j}{d_i})^{1.02}}$$
(5)

$$b_{ij} = 1 - (1 - \frac{d_i}{d_j})^{1.50}$$
(6)

Por fim, ao considerar o método de compactação utilizado no processamento da mistura granular é possível obter a densidade de empacotamento real  $\Phi$ . Isso é feito através do coeficiente K conforme dado pela equação (7). O autor do modelo apresenta um estudo em que atribui diferentes valores para K associando estes valores aos métodos de compactação mais comumente



**Figura 4** Efeito parede (adaptado de [16])

usados no processamento de misturas de pastas, argamassas e concretos [16].

$$K = \sum_{i=1}^{n} \frac{\frac{y_i}{\beta_i}}{\frac{1}{\Phi} + \frac{1}{\gamma_i}}$$

#### 3. Materiais e método

#### 3.1 Materiais

Para a produção das pastas estudadas, utilizou-se o cimento Portland, o pó de pedra e a sílica ativa. Esta última foi incorporada com o intuito de compensar possíveis perdas de resistência associadas ao uso do pó de pedra, considerando possível aplicação dos resultados obtidos neste estudo para a produção futura de concretos, inclusive concretos de alta resistência. A sílica ativa é uma adição mineral pozolânica que apresenta partículas finas e arredondadas. Esta adição pode colaborar para a densificação das pastas, dado que suas partículas são cerca de 100 vezes menores que as do cimento [20]. As dosagens de sílica ativa encontram-se normalmente entre 5 a 15% da massa de cimento. Valores acima disso levam a aumentos consideráveis no custo final do concreto e menor ganho de resistência [20; 21; 22; 23; 24]. Para o presente trabalho, o teor de sílica ativa foi fixado em 8% da massa de finos, que equivale a 11%, em volume. Este valor foi definido em estudos anteriores [6: 25].

Foi utilizado o cimento Portland CP V ARI, que obedece às especificações da norma NBR 5733 [26]. O pó de pedra foi obtido pelo processo de britagem da areia artificial, proveniente do calcário em suspensão na água. O material foi coletado e posteriormente seco em estufa no laboratório à temperatura de 60°C. A Tabela 1 apresenta as massas específicas e os diâmetros médios dos três materiais. O aditivo químico utilizado consiste em um superplastificante de terceira geração, baseado em polímeros de éteres carboxílicos modificados. Cabe destacar que o mesmo atende aos requisitos da NBR 11768 [27] e sua massa específica é igual a 1.100 kg/m³, dado do fornecedor.

Como o objetivo do presente trabalho é analisar a influência da substituição do cimento pelo pó de pedra, a Figura 5 apresenta as curvas granulométricas dos dois materiais, obtidas pela distribuição granulométrica à laser. O equipamento consiste em um granulômetro à laser marca CILAS, modelo 1064. Foi utilizado como líquido dispersante o álcool isopropílico, sendo as amostras submetidas a 1 minuto de ultrassom antes do início do ensaio. Observa-se que o cimento é mais fino que o pó de pedra, sendo que o segundo apresenta uma faixa mais ampla de tamanho de partículas. Comparando o diâmetro médio dos três materiais (Tabela 1), a sílica ativa é a mais fina, resultando no efeito fíler característico do material.

#### 3.2 Método

#### 3.2.1 Determinação do ponto de saturação do aditivo superplastificante

A determinação do ponto de saturação do aditivo superplasticante (SP) foi realiza para cada material fino. Os ensaios realizados fo-

#### Tabela 1

(7)

Características físicas do cimento, da sílica ativa e do pó de pedra

Características físicas						
Parâmetros	Cimento	Sílica ativa	Pó de pedra			
Massa específica (kg/m³)	3,000	2,200	2670			
Diâmetro médio (um)	7,97	0,2	40,43			

ram o do mini cone de Kantro [28] e o do cone de Marsh [29]. Na análise do ponto de saturação do aditivo para o cimento Portland, a relação a/s foi definida em 0,3 e mantida constante, isto porque, ensaios pilotos foram realizados variando a relação a/s em 0,2; 0,3; 0,4; 0,5, sendo que o teor 0,3 apresentou pastas com consistência adequada para a realização dos ensaios. Os teores de SP ensaiados foram 0,3%, 0,6%, 0,9%, 1,2% e 1,5%, em relação à massa de cimento. Para o pó de pedra foi possível manter a relação a/s e os teores de SP utilizados no cimento, proporcionando consistência similar. Entretanto, para a sílica ativa, os ensaios foram executados com a relação a/s de 0,4 até 1 e o teor de SP de 0% até 3%.

#### 3.2.2 Determinação da densidade de empacotamento dos materiais finos

O ensaio para a determinação da densidade de empacotamento consiste na aplicação do método proposto por [14], que prevê a produção de pastas com diferentes relações a/s para cada um dos materiais estudados. As pastas foram compostas pelo material fino, pela água e pelo aditivo superplastificante.

A Tabela 2 apresenta o procedimento de mistura dos matérias em argamassadeira para a produção das pastas. Verifica-se que, inicialmente, adicionou-se 50% do material fino, 80% da água e 80% do aditivo superplastificante à argamassadeira, realizando em seguida a mistura em velocidade baixa por 3 minutos. As quantidades remanescentes de cada material, 50% do material fino, 20% da água e 20% do aditivo SP, foram fracionadas em quatro partes iguais e adicionadas à argamassadeira em diferentes momentos. Após cada adição de material, a pasta era misturada em velocidade baixa por 2 minutos. Ao final do processo, a totalidade dos



#### Figura 5

Distribuição granulométrica do cimento e do pó de pedra

Tabela 2Procedimento de mistura das pastas - adaptado de [14]

Etapa da mistura	Materiais	Tempo de mistura	Velocidade
la	50% Sólidos + 80% Água + 80% SP	3 min,	Baixa
2ª	12,5% Sólidos + 5% Água + 5% SP	2 min,	Baixa
<b>3</b> °	12,5% Sólidos + 5% Água + 5% SP	2 min,	Baixa
4ª	12,5% Sólidos + 5% Água + 5% SP	2 min,	Baixa
5ª	12,5% Sólidos + 5% Água + 5% SP	2 min,	Baixa

materiais havia sido adicionada à mistura, que foi realizada em um tempo total de 11 minutos.

Após a mistura, a pasta foi colocada em um recipiente cilíndrico de volume conhecido, igual a 400 ml, para a determinação da massa. O recipiente foi preenchido em três camadas, sendo cada camada compactada com 30 golpes aplicados com um soquete.

#### 3.2.3 Determinação da proporção ótima de cimento Portland e pó de pedra em pastas

A proporção ótima da mistura entre os materiais finos estudados foi determinada a partir do método CPM, proposto por [16]. A substituição do cimento Portland por pó de pedra foi feita em teores iguais a 0%, 6%, 12% e 18%, em massa, o que equivale a porcentagens de substituição iguais a 0%, 7%, 14% e 21%, em volume. A bibliografia aponta que valores superiores aumentam excessivamente a demanda de água [6; 30; 31; 32]. A porcentagem de sílica ativa manteve-se constante, conforme descrito anteriormente, igual a 11%, em volume. Para cada um dos teores de substituição do cimento por pó de pedra foi determinada a densidade de empacotamento analiticamente, pelo modelo CPM. Os parâmetros de entrada para este modelo estão apresentados na Tabela 3. Cabe destacar que para a aplicação do modelo os teores de cada material são analisados em volume. O valor de K utilizado foi de 6,7, correspondente à compactação a na presença de água.

A fim de comparar os resultados obtidos pelo uso do modelo CPM com dados experimentais, assim como determinar a relação a/s ótima para as misturas, as combinações também foram reproduzidas experimentalmente. A densidade e empacotamento foi então determinada segundo método proposto por [14].

#### 3.2.4 Determinação da influência do excesso de água na consistência de pastas

Por fim, buscou-se avaliar a influência do excesso de água na consistência das pastas produzidas com a substituição do cimento Portland pelo pó de pedra, nos mesmos teores avaliados

#### Tabela 3

Variáveis aplicadas no método CPM (em volume)

Variável	Cimento	Pó de pedra	Sílica ativa
Fração volumétrica	0,89; 0,82; 0,75; 0,68	0; 0,7; 0,14; 0,21	0,11
Diâmetro das partículas (µm)	7,97	40,43	0,20

anteriormente. O teor de superplastificante utilizado na mistura dos três materiais foi de 0,9%, em relação ao total de finos, valor que corresponde ao ponto de saturação do aditivo para o cimento Portland. Este teor de aditivo foi o mais alto encontrado para os materiais estudados, salvo a sílica ativa, que apresentou uma demanda bastante elevada do aditivo superplastificante. Explicações mais detalhadas acerca da escolha do ponto de saturação a ser utilizado são dadas no item 4.1. O teor de sílica ativa foi o mesmo utilizado na análise da densidade de empacotamento experimental dos materiais finos. Considerando, então, que a densidade de empacotamento experimental é obtida em pastas cuja demanda de água é a mínima necessária para molhar os grãos componentes da mistura [9; 17] é possível calcular o volume de excesso de água. Este é igual à diferença entre o volume total de água usado nas misturas (valor usado nas misturas que passaram pelo ensaio de consistência) e o volume correspondente à demanda de água mínima. Para a realização dos ensaios de consistência das pastas, a relação a/s foi definida em 0,3, em massa, e foi mantida constante para todas as misturas. Assim, variando apenas o teor de substituição do cimento Portland pelo pó de pedra foi possível analisar a influência na consistência para uma mesma relação a/s. O método utilizado para a análise da consistência das pastas produzida foi o mini cone de Kantro [28].

#### 4. Resultados e discussão

#### 4.1 Ponto de saturação do aditivo superplastificante

As pastas produzidas sem o aditivo superplastificante não ofereceram a fluidez necessária para a realização dos ensaios, para os três materiais finos estudados. Os resultados do ponto de saturação do aditivo com o cimento, obtidos no mini cone de Kantro e no cone de Marsh estão apresentados na Figura 6.

Observa-se na Figura 6 que os espalhamentos obtidos no mini cone de Kantro aumentaram até o teor de 0,9% de aditivo. Para teores superiores do aditivo, os espalhamentos passaram a diminuir. Similarmente, observa-se que até o teor de 0,9% de SP os tempos de escoamento das pastas pelo cone de Marsh foram sendo reduzidos gradativamente. Para teores superiores do aditivo, os tempos de escoamento voltaram a aumentar. Logo, verifica-se que o ponto de saturação do aditivo superplastificante utilizado é igual a 0,9% para o cimento Portland.

A Figura 7 apresenta os resultados do ponto de saturação do aditivo com o pó de pedra, pelos ensaios do mini cone de Kantro e do cone de Marsh.

Observa-se na Figura 7 que o espalhamento obtido no mini cone de Kantro aumentou significativamente quando o teor do aditivo



#### Figura 6

Resultados da compatibilidade cimento e SP no mini cone de Kantro e no cone de Marsh

superplastificante foi aumentado de 0,3% para 0,6%. Para teores superiores do aditivo, não observou-se aumento significativo do espalhamento ao se realizar o ensaio do mini cone de Kantro. Da mesma forma, os ensaios com o cone de Marsh mostram uma redução importante no tempo de escoamento da pasta ao se aumentar o teor de aditivo de 0,3% para 0,6%. O mesmo não foi observado para teores superiores, dado que os tempos de escoamento passaram a ser levemente mais altos do que o encontrado para o teor de aditivo igual a 0,6%. Este resultado já era esperado, dado que o pó de pedra é um material mais grosso que o cimento Portland (ver Tabela 1). Consequentemente, este apresenta uma superfície específica menor a ser coberta pelo aditivo, em comparação ao cimento, o que resulta em um ponto de saturação mais baixo.

Já para a sílica ativa, não foi possível manter a relação a/s e os teores de SP utilizados no cimento e no pó de pedra. A sílica ativa apresenta uma superfície específica bastante superior que a do



#### Figura 7

Resultados da compatibilidade pó de pedra e SP no mini cone de Kantro e no cone de Marsh

cimento e do pó de pedra, o que resultou em uma maior demanda de água.

No caso da sílica ativa, aumentou-se gradativamente o teor de aditivo superplastificante até se chegar ao valor de 3%, e mesmo assim não obteve-se fluidez da mistura. A Figura 8 ilustra essa situação. Ou seja, com 3% de aditivo a pasta não escoou pelo cone de Marsh e não havia abertura pelo cone de Kantro, ficando o diâmetro da abertura com a medida do próprio cone. Este valor de 3% é uma porcentagem elevada de aditivo, visto que a recomendação máxima do fabricante é de 2,0%. A necessidade de teores elevados do aditivo foi observada devido à finura da sílica ativa e sua elevada superfície específica, demandando uma grande quantidade de aditivo para fluir (superior a 3%).

Ressalta-se, porém, que a ideia de determinar um teor ótimo de substituição do cimento por pó de pedra é válida apenas se for considerada uma possível aplicação em concretos. Para que essa



#### Figura 8

Pasta de sílica ativa, com relação a/s igual a 1 e teor de aditivo superplastificante igual a 3% m.c.



#### Figura 9

Resultados de concentração de sólidos e da relação de vazios das pastas produzidas com cimento Portland, pó de pedra e sílica ativa, individualmente

aplicação seja viável, é importante que o teor de aditivo superplastificante usado não seja demasiado elevado, pois isto implicará na elevação do custo do metro cúbico dos concretos produzidos, o que inviabilizaria o uso. A manutenção do teor de aditivo dentro dos limites recomendados pelo fabricante colabora, também, para uma maior aceitação do mercado no uso deste produto para concretos. Por isso, então, não foi dada continuidade nos ensaios de determinação do ponto de saturação do aditivo superplastificante usado no estudo com a sílica ativa, já que não seria viável utilizar teores superiores a 3% deste aditivo na produção de concretos.

Diante disso, optou-se por fixar o teor do aditivo superplastificante em 0,9% sobre a massa total de sólidos, sendo este o segundo maior valor encontrado. Optou-se por fixar um teor único de aditivo, dado que os três materiais farão parte da mesma mistura. Sabe-se que este caminho escolhido não garante total dispersão dos materiais finos na mistura, pois apesar de atender ao ponto de saturação do cimento e do pó de pedra, o aditivo não será suficiente para cobrir a superfície de todos



#### Figura 10

Resultados de concentração de sólidos e da relação de vazios das pastas produzidas com cimento Portland, pó de pedra e sílica ativa os grãos, dada a presença da sílica ativa. Logo, haverá aglomerações nas misturas produzidas. Apesar deste problema, os resultados obtidos representam o empacotamento das partículas finas tal como seria encontrado em uma condição real, possibilitando que as pastas estudadas sejam futuramente usadas na produção de concretos, inclusive concretos de alta resistência, dada a presença da sílica ativa.

#### 4.2 Densidade de empacotamento dos materiais finos

Os resultados de concentração de sólidos e relação de vazios dos materiais finos estudados, obtidos por [14], estão apresentados na Figura 9. A densidade de empacotamento ótima, com a relação a/s correspondente, são dados na Tabela 4. Observe-se que os resultados apresentados na Tabela 4 são correspondentes à máxima concentração de sólidos obtida para cada material, sendo este valor igual à densidade de empacotamento experimental. A relação de vazios mínima e a relação a/s são, também, correspondentes à máxima concentração de sólidos. Ao analisar individualmente os materiais finos estudados, Tabela 4, nota-se a relação inversa entre a densidade de empacotamento e a relação de vazios. No caso do cimento, a densidade de empacotamento igual a 0,610 corresponde a uma relação de vazios igual a 0,639, sendo esta a relação de vazios mínima encontrada com a relação a/s de 0,15. Para valores abaixo de 0,15, a quantidade de água na mistura foi insuficiente para molhar a totalidade das partículas componentes. Já para valores acima de 0,15 observa-se excesso de água entre as partículas, reduzindo a concentração de sólidos e aumentando a relação de vazios conforme a relação a/s aumenta. Ou seja, acima do teor ideal de água, as partículas se distanciam, aumentando a quantidade de ar entre elas e, consequentemente, reduzindo a concentração de sólidos, mensurada pela densidade aparente. O mesmo raciocínio pode ser aplicado ao pó de pedra, que obteve a densidade de empacotamento de 0,655, correspondente a uma relação de vazios igual a 0,527 e uma relação a/s igual a 0,17. Entretanto, ao analisar a sílica ativa, observa-se uma densidade de empacotamento de 0,354, inferior às demais. Por outro lado, a relação de vazios de 1,828 é bastante superior às outras encontradas. A relação de vazios superior à unidade indica que na mistura de sílica ativa há mais vazios do que sólidos, provavelmente devido a elevada formação de aglomerados. Além disso, as curvas para a sílica ativa (Figura 9) destacam a necessidade de uma quantidade de água (a/s) superior para se obter a densidade de empacotamento. Isso pode ser explicado pela elevada finura da sílica ativa. A demanda de água é função da superfície específica das partículas: quanto maior a superfície específica das partícu-

#### Tabela 4

Densidade de empacotamento experimental dos materiais finos estudados

Material	Densidade de empacotamento experimental (¢ máxima)	Relação de vazios (u mínima)	Relação a/s ideal
Cimento Portland	0,610	0,639	0,15
Pó de pedra	0,655	0,527	0,17
Sílica ativa	0,354	1,828	0,75

labela 5		
Avaliação	do excesso	de água

Substituição	Consume	o de mater	ial para a ar	nálise da co			
de cimento por pó de pedra (em volume)	Cimento (m <sup>3</sup> )	Sílica ativa (m³)	Pó de pedra (m³)	SP (m³)	Consumo de água para a     Água concentração máxima de sólidos     (m³) (m³)		Excesso de água (m³)
0%	0,462	0,057	0,000	0,013	0,467	0,39	0,08
7%	0,430	0,057	0,035	0,013	0,465	0,31	0,16
14%	0,398	0,057	0,069	0,013	0,463	0,39	0,08
21%	0,366	0,056	0,103	0,013	0,461	0,31	0,15

las, mais água será necessária para molhá-las. Considerando, então, que a densidade de empacotamento é obtida quando todas as partículas do sistema estão molhadas, é natural que a quantidade de água demandada pela sílica ativa seja superior à demandada pelo cimento e pelo pó de pedra. Além disso, nos aglomerados das partículas de sílica ativa também existe também ar aprisionado, o que conduz a uma elevada relação de vazios [33].

Comparando os materiais, a partir da Tabela 4, observa-se que a maior densidade de empacotamento, consequentemente a menor relação de vazios, foi obtida para o pó de pedra. Já a sílica ativa obteve a menor densidade de empacotamento dentre os materiais estudados. O cimento Portland apresentou valores intermediários dentre os três materiais. Essas diferenças de densidade de empacotamento já eram esperadas, devido à diferença de diâmetro médio dos materiais e da distribuição granulométrica. Nota-se, na Tabela 1, que o pó de pedra apresenta o maior diâmetro médio entre os materiais finos (mais de 5 vezes o diâmetro do cimento Portland e 200 vezes da sílica ativa). Consequentemente, o pó de pedra apresenta menos aglomeração entre as partículas, logo, é o material com menos espaços vazios e maior densidade de empacotamento, dentre os três materiais finos estudados. Comparado com o cimento, o pó de pedra apresenta uma faixa de tamanho de partículas mais ampla, assim os grãos menores preenchem os vazios deixados pelos grãos maiores, sucessivamente. Com o mesmo raciocínio, a sílica ativa apresenta uma densidade de empacotamento inferior às demais, pois em pequenas partículas a relação entre área superficial e volume é maior, o que faz com que as forças de atração entre grãos sejam dominantes, favorecendo a formação de aglomerados [12; 34], resultando no aumento dos vazios entre as partículas e, consequentemente, redução na densidade de empacotamento.

#### 4.3 Proporção ótima entre o cimento Portland e o pó de pedra

A determinação da proporção ótima entre o cimento Portland e o pó de pedra foi feita por meio do modelo CPM [16], e, paralelamente, por meio do método experimental proposto por [14]. A Figura 10 apresenta os resultados de concentração de sólidos e da relação de vazios para as pastas produzidas com cimento Portland, pó de pedra e sílica ativa, segundo [14]. A proporção de sílica ativa foi fixada em 11%, em volume. A proporção de pó de pedra variou em 0, 7, 14 e 21%, em volume, em substituição ao cimento. Ressalta-se que a máxima concentração de sólidos de cada pasta representa a densidade de empacotamento experimental da mistura. Este valor é, então, comparado com a densidade de empacotamento obtida pelo modelo CPM [16] na Figura 11. Nota-se pela Figura 11 que a proporção com maior substituição do cimento Portland pelo pó de pedra, igual a 21% em volume, foi a que obteve a maior densidade de empacotamento tanto pelo modelo CPM como pelo método experimental. Esse resultado é muito positivo, já que a substituição do cimento por pó de pedra em proporções elevadas apresenta vantagens econômicas e ambientais. Verifica-se ainda que os valores teóricos e experimentais de densidade de empacotamento são bastante próximos, com uma divergência máxima entre estes igual a 4,8%, para o caso de 14% de pó de pedra em substituição ao cimento. Isso demonstra a efetividade do modelo CPM [16] quando aplicado a pastas de cimento. Ao se comparar os resultados da Figura 11 com os apresentados anteriormente na Tabela 4, verifica-se que através do modelo teórico foram obtidas densidades de empacotamento para a mistura dos três materiais (cimento, pó de pedra e sílica ativa) superiores às obtidas para os materiais individualmente. Isso demonstra que granulometrias complementares levam a maiores densidades de empacotamento. Entretanto, ao se comparar as densidades experimentais das misturas e dos materiais individuais, nota-se que o pó de pedra obteve uma densidade de empacotamento superior às misturas. Isso se deve a uma distribuição granulométrica mais ampla do mesmo, auxiliando no preenchimento dos vazios.

## 4.4 Influência do excesso de água na consistência de pastas

A composição das pastas produzidas com substituição do cimento Portland por pó de pedra e avaliadas através do mini cone de Kantro estão apresentados na Tabela 5, assim como o consumo de água



#### Figura 11

Densidade de empacotamento experimental e analítica de cada teor de substituição do cimento pelo pó de pedra para a concentração máxima de sólidos e o excesso de água para cada pasta.

A relação entre o excesso de água e a consistência das pastas produzidas para os quatro teores de substituição do cimento Portland pelo pó de pedra, está apresentada na Figura 12.

Observa-se na Figura 12 que a fluidez obtida no mini cone de Kantro cresceu com o acréscimo do teor de pó de pedra. Com o volume de pasta mantido constante, a utilização de materiais com diferentes granulometrias aumentou o teor de água em excesso. Como o excesso de água é o responsável pela lubrificação da pasta, uma densidade de empacotamento mais elevada dos materiais cimentícios para um determinado volume de água, melhora a fluidez. Como consequência, há uma melhor dispersão entre as partículas e um aumento da trabalhabilidade da mistura [35; 36].

Nota-se que o excesso de água para os teores de 0% e 14% de pó de pedra foram inferiores que 7% e 21%. A pasta produzida com 0% de pó de pedra apresentou maior quantidade de finos (cimento Portland e sílica ativa), já que não apresenta o pó de pedra em sua composição. Esta apresentou também a menor fluidez dentre as pastas estudadas. Isso se deve à maior superfície específica dos finos, em maior quantidade nesta mistura, o que eleva a demanda de água necessária para molhar as partículas, de modo que a água não se encontra disponível para colaborar com a fluidez da mistura. Quando se incorpora o pó de pedra às pastas na proporção de 7% de substituição do cimento pelo pó, reduz-se a porcentagem de finos na mistura e, consequentemente, a superfície específica das partículas também reduz. Isso diminui a demanda de água necessária para molhar as partículas, o que deixa mais água disponível para promover fluidez. Além disso, a maior densidade de empacotamento desta pasta faz com que o volume de água necessário para preencher os vazios entre grãos seja menor, o que também colabora para o aumento do excesso de água. Porém, a pasta produzida com 14% de substituição de cimento por pó, apresentou menor excesso de água em comparação à com 7% de substituição. Logo, esse teor apresentou mais vazios e demandou mais água. O que já havia sido observado na densidade de empacotamento experimental (Figura 11).

Observa-se, na Figura 11 e Figura 12, que o teor de 21% de substituição obteve a maior densidade de empacotamento, experimental e analítica e teve um excesso de água maior que no teor de 14%, conforme esperado. Nesse caso, a densidade de empaco-



#### **Excess water X flow**

#### Figura 12

Relação entre o excesso de água e a consistência das pastas produzidas

tamento é maior, resultando em uma menor demanda de água e maior trabalhabilidade.

#### 5. Conclusões

A partir do programa experimental desenvolvido e dos resultados obtidos, pode-se chegar às seguintes conclusões:

- O cimento apresentou um ponto de saturação igual a 0,9% e o pó de pedra, sendo o material mais grosso, demandou uma menor quantidade de aditivo, com ponto de saturação igual a 0,6%. Para a sílica ativa não é plausível a realização do ensaio, já que demandaria um teor de SP muito superior que dos demais materiais e que o recomendado pelo fabricante.
- O pó de pedra apresentou o maior valor de densidade de empacotamento, quando os materiais foram analisados separadamente, devido a uma distribuição granulométrica mais ampla do mesmo.
- De acordo com os resultados obtidos pela aplicação do modelo CPM [16] e do método experimental [14], a composição de pasta com 68% de cimento Portland, 21% de pó de pedra e 11% de sílica ativa, em volume, foi a que apresentou a maior densidade de empacotamento de partículas. Isso corresponde a valores de 74% de cimento Portland, 18% de pó de pedra e 8% de sílica ativa, em massa.
- Devido à elevada finura das partículas de sílica ativa, a densidade de empacotamento deste material foi bastante inferior que à do cimento e do pó de pedra. Isso ocorreu devido a maior superfície específica da sílica ativa, levando a necessidade de mais água para molhá-la. Além disso, partículas mais finas estão mais suscetíveis a efeitos de aglomeração, já que em pequenas partículas a área superficial em relação ao volume é maior, o que faz com que as forças de atração sejam dominantes frente às forças gravitacionais. Logo, quanto mais finas as partículas, maior o efeito da aglomeração. Entre os aglomerados das partículas de sílica ativa também existem ar aprisionado, levando a uma elevada relação de vazios.
- Os valores de densidade de empacotamento obtidos analiticamente para as misturas dos materiais, pelo modelo CPM [16], foram superiores aos valores de densidade de empacotamento experimental obtidos para cada material individualmente. Isso demonstra que granulometrias complementares, ou uma maior amplitude de tamanho de grãos no conjunto, levam a maiores densidades de empacotamento.
- A fluidez das pastas produzidas aumentou com o acréscimo do teor de pó de pedra. O excesso de água é o responsável pela lubrificação da pasta, logo uma densidade de empacotamento mais elevada, para um determinado volume de água, melhora a fluidez.
- O maior teor de substituição do cimento pelo pó de pedra, 21% em volume e 18% em massa, obteve a maior densidade de empacotamento, experimental e analítica e a maior trabalhabilidade, possibilitando vantagens econômicas e ambientais.

#### 6. Agradecimentos

Às empresas Itambé, Grace e Concrebrás, que gentilmente forneceram todos os materiais necessários à produção das pastas estudadas. Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil (PPGECC) da Universidade Federal do Paraná pela oportunidade de elaboração da presente pesquisa.

#### 7. Referências bibliográficas

- Barbosa, M. T. G.; Coura, C. V. G.; Mendes, L. D. O. Estudo sobre a areia artificial em substituição à natural para confecção de concreto. Revista Ambiente Construído, vol. 8, no. 4, p. 51–60, 2008.
- [2] Balapgol, B.; Kulkarni, S. A.; Bajoria K. M. Strength and durability of concrete with crushed sand. In 27th Conf. Our World Concr. Struct. 29 - 30 August 2002, Singapore, vol. 158, no. SB3, p. 191–199, 2002.
- [3] Gonçalves, J. P.; Tavares, L. M.; Toledo Filho, R. D.; Fairbairn, E. M. R.; Cunha, E. R. Comparison of natural and manufactured fine aggregates in cement mortars. Cement and Concrete Research, vol. 37, no. 6, p. 924–932, 2007.
- [4] Campos, H. F.; Marques Filho, J.; Oliveira, D. R. B. Determinação do teor ótimo de superplastificante na pasta de cimento Portland produzida com substituição parcial do aglomerante pelo pó de pedra existente nas areias artificiais. Anais do 57º Congresso Brasileiro do Concreto, p. 1–13, 2015.
- [5] Jonh, V. M. Concreto Sustentável. In: ISAIA, G. C. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: Ibracon, 2011. v. 2.
- [6] Campos, H. F. Concreto de alta resistência utilizando pó de pedra como substituição parcial do Cimento Portland: Estudo experimental. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2015.
- [7] Almeida, S. L. M.; Silva, V. Areia artificial : uma alternativa econômica e ambiental para o mercado nacional de agregados. In: II SUFFIB – Seminário: O Uso da Fração Fina da Britagem. São Paulo, p. 10, 2005.
- [8] Andriolo, F. R. Usos e abusos do pó de pedra em diversos tipos de concreto. In: Il SUFFIB – Seminário: O Uso da Fração Fina da Britagem. São Paulo, p. 1, 2005.
- [9] Ji, T.; Chen, C. Y.; Zhuang, Y. Z.; Chen, J. F. A mix proportion design method of manufactured sand concrete based on minimum paste theory. Construction and Building Materials, vol. 44, p. 422–426, 2013.
- [10] Berndt, M. L. Influence of concrete mix design on CO<sub>2</sub> emissions for large wind turbine foundations. Renew. Energy, vol. 83, p. 608–614, 2015.
- [11] Relatório anual do Sindicato Nacional da Indústria do Cimento, 2013.
- [12] De Castro, A. L.; Pandolfelli, V. C. Revisão: conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil. Cerâmica, vol. 55, no. 333, p. 18–32, 2009.
- [13] Damineli, B. L. Conceitos para formulação de concretos com baixo consumo de ligantes: controle reológico, empacotamento e dispersão de partículas. Tese (Doutorado em Engenharia), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2013.
- [14] Wong, H. H. C.; Kwan, A. K. H. Packing density of cementitious materials: part 1—measurement using a wet

packing method. Materials and Structures, vol. 41, no. 4, p. 689–701, 2008.

- [15] Fennis, S. M.; Walraven, J. C. Using particle packing technology for sustainable concrete mixture design. Heron., vol. 57(2), p. 73–101, 2012.
- [16] De Larrard, F. Concrete mixture proportioning: A Scientific Approach. Modern Concrete Technology Series, v. 9. E & FN SPON, London. 1999.
- [17] Klein, N. S. El rol físico del agua en mezclas de cemento Portland. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universitat Politècnica de Catalunya, 2012.
- [18] Li, L. G.; Kwan, A. K. H. Concrete mix design based on water film thickness and paste film thickness. Cement and Concrete Composites, vol. 39, p. 33–42, 2013.
- [19] Fennis, S. M. Design of ecological concrete by particle packing optimization. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Delft University of Technology, Holanda, 2011.
- [20] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI. Report on High-Strength Concrete - ACI Committee 363, 2002.
- [21] Khan, M. I. Isoresponses for strength, permeability and porosity of high performance mortar. Building and Environment, vol. 38, p. 1051–1056, 2003.
- [22] Mazloom, M.; Ramezanianpour, A. A.; Brooks, J. Effect of silica fume on mechanical properties of high-strength concrete. Cement and Concrete Composites, vol. 26, p. 347–357, 2004.
- [23] Wong, H. S.; Abdul Razak, H. Efficiency of calcined kaolin and silica fume as cement replacement material for strength performance. Cement and Concrete Research, vol. 35, p. 696–702, 2005.
- [24] Wongkeo, W.; Thongsanitgarn, P.; Ngamjarurojana, A.; Chaipanich, A. Compressive strength and chloride resistance of self-compacting concrete containing high level fly ash and silica fume. Materials and Design, vol. 64, p. 261–269, 2014.
- [25] Mendes, S. Estudo experimental de concreto de alto desempenho utilizando agregados graúdos disponíveis na região metropolitana de Curitiba. Dissertação. (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2002.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland de alta resistência inicial. - NBR 5733, Rio de Janeiro, 1991.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Aditivos para concreto de cimento Portland. - NBR 11768, Rio de Janeiro, 2011.
- [28] Kantro, D. Influence of Water-Reducing Admixtures on Properties of Cement Paste: A Miniature Slump Test. Cement and Concrete Aggregates, vol. 2, p. 95–102, 1980.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Calda de cimento para injeção. - NBR 7681, Rio de Janeiro, 2013.
- [30] Campos, H. F.; Marques Filho, J. Análise da trabalhabilidade e da resistência à compressão de argamassas produzidas com substituições parciais da areia artificial por pó de pedra. Anais do 57° Congresso Brasileiro do Concreto, p. 1–16, 2015.
- [31] Polucha, A. Estudo experimental de concreto auto adensável utilizando areia 100% artificial e fíler calcário como

substituição parcial do cimento Portland. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2016.

- [32] Hoffmann, L. Efeitos da adição de materiais pulverulentos proveniente da britagem de rochas na resistência de concretos convencionais. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2015.
- [33] Hermann, A.; Langaro, E. Lopes da Silva, S. H.; Klein, N. S. Empacotamento de partículas de cimento e sílica ativa em pastas pelo uso de modelo analítico. Revista Ibracon Estruturas e Materiais, vol. 9, no. 1, p. 48–65, 2016.
- [34] Klein, N. S.; Cavalaro, S.; Aguado, A.; Segura, I.; Toralles, B. The wetting water in cement-based materials: Modeling and experimental validation. Construction and Building Materials, vol. 121, p. 34–43, 2016.
- [35] Wong, H. H. C.; Kwan, A. K. H. Packing density : a key concept for mix design of high performance concrete. In: Materials Science and Technology in Engineering Conference (MaSTEC), pp. 1–15, 2005.
- [36] Yu, A. B.; Feng, C. L.; Zou, R. P.; Yang, R. Y. On the relationship between porosity and interparticle force. Powder Technology, vol. 130, no. 1–3, p. 70–76, 2003.
- [37] Wong, H. H. C.; Kwan, A. K. H. Packing density of cementitious materials: part 2—packing and flow of OPC + PFA + CSF. Materials and Structures, vol. 41, no. 4, p. 773–84, 2008.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

### Analyses of reinforced concrete beams strengthened with CFRP under bending: theorical and computational approaches

Análise de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com fibras de carbono: abordagem teórica e computacional



A. S. C. SILVA <sup>a</sup> aloisiosthefano@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6035-6373

A. A. BANDEIRA a alexbandeira@ufba.com https://orcid.org/0000-0001-7170-8557

#### Abstract

The basic aim of this work is to compile the theoretical basis of ACI 440.2R: 2008 [1] with the NBR 6118: 2014 [2] in order to take into account the concepts of the Brazilian standard in flexural sizing of reinforced beams with CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer). The contribution of the Brazilian standard is given particularly with regard to the application of its safety coefficients and material properties (steel and concrete), including its deformation limits. For this purpose, a beam is adopted as a reference for the study, where two reinforcement designs are performed with CFRP, one from the compiled formulations and another considering only the requirements of ACI 440.2R: 2008 [1]. The results obtained are compared below. Finally, through the ANSYS software, numerical modeling of the reference beam is carried out, where tensions and deformations presented by concrete, steel and carbon fiber are observed. The results of the numerical analysis are compared with those obtained from the formulations of ACI 440.2R: 2008 [1] resulted in values very close to those obtained by the formulations compiled. In addition, it was concluded that the numerical modeling performed in this work represented well the behavior of the structure, because the rupture loads were approximately equal to those expected by the analytical formulations.

Keywords: reinforcement, carbon fiber, CFRP, flexure, shear.

#### Resumo

Este trabalho tem como objetivo compilar o embasamento teórico do ACI 440.2R:2008 [1] com o da NBR 6118:2014 [2] a fim de levar em consideração os conceitos da norma brasileira no dimensionamento à flexão de vigas reforçadas com PRFC (Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono). A contribuição da norma brasileira é dada particularmente no que diz respeito à aplicação dos seus coeficientes de segurança e das propriedades dos materiais (aço e concreto), incluindo os seus limites de deformação. Para tanto, é adotada uma viga como referência para o estudo, onde são realizados dois dimensionamentos do reforço com PRFC, um a partir das formulações compiladas e outro considerando apenas as prescrições do ACI 440.2R:2008 [1]. Os resultados obtidos são comparados em seguida. Por fim, através do software ANSYS, é feita a modelagem numérica da viga de referência, onde são observadas as tensões e deformações apresentadas pelo concreto, pelo aço e pela fibra de carbono. Os resultados da análise numérica são comparados com aqueles obtidos a partir das formulações compiladas a fim de validar o modelo numérico adotado nesse estudo. A pesquisa teve como conclusão que, no dimensionamento à flexão, as áreas de PRFC dimensionadas a partir das formulações da ACI 440.2R:2008 [1] resultaram em valores muito próximos àqueles obtidos pelas formulações compiladas. Além disso, concluiu-se que a modelagem numérica realizada nesse trabalho representou bem o comportamento da estrutura, pois as cargas de ruptura foram aproximadamente iguais àquelas esperadas pelas formulações canalíticas.

Palavras-chave: Reforço, fibra de carbono, PRFC, flexão, cisalhamento.

<sup>a</sup> Federal University of Bahia, Polytechnic School, Department of Construction and Structures, Salvador, BA, Brazil.

Received: 09 Feb 2017 • Accepted: 14 May 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

#### 1. Introduction

Of course, the most widely used methods for reinforcing structural elements are those most economically viable. In contrast, most methods do not meet the limitations such as maintaining element dimensions or execution time during the reinforcement process.

Several studies are being developed to improve reinforcement techniques through the use of new materials, which allow the execution of a fast reinforcement, clean and that does not interfere significantly in the dimensions of the element, thus reducing the interference in the architecture of the building.

A decade ago, the high initial cost of producing the polymeric materials and the lack of sufficient research or technical information, limited the frequency of the use of these composites in civil construction. With the steady decline in the price of raw materials and the manufacture of these materials, they have become increasingly competitive. It is important, however, that a Brazilian standard existto define the necessary requirements for the reinforcement dimensioning of reinforced concrete elements using these materials. This work aims to contribute to the advancement of this information, by carrying out a study on the dimensioning of reinforcement of reinforced concrete beams, considering the theoretical basis of the American standard ACI 440.2R: 2008 [1], but based on the concepts and criteria of NBR 6118: 2014 [2].

#### 2. Bending dimensioning of reinforced beams with CFRP

The calculation procedure for reinforcement with CFRP that will be presented below is based on the normative prescriptions of ACI 440.2R: 2008 [1], however, it is adapted to the recommendations of NBR 6118: 2014 [2] with regard to the properties of materials, concrete and steel. All symbology used here is in accordance with the one usually found in the Brazilian standard, except in cases where the parameters are used only by the American standards.

The complete study of the reinforcement of reinforced concrete beams with CFRP is developed in Silva [3], where are presented, in details, the prescriptions of the Brazilian norm and of the American norm for the reinforcement of beams with CFRP both the flexion and the shear. It should be noted that in the study by Silva [3], it was observed that, for the beam studied, shear reinforcement was not necessary to increase the resistant capacity of the beam, since the existing stirrups were enough to withstand the new shear increase in overload. For this reason, shear design will not be presented in this article. For more details, see Silva [3]. Further studies on flexural sizing using carbon fibers can be found in Ferrari et al. [4] and Machado [5].

Figure 1 shows schematically the distribution of deformations and forces in a flexural reinforced section with CFRP.

In domain 2, where the deformation of the traction armature is given as 10%, the deformations of the section can be related by:

$$\varepsilon_c = \frac{0.01x}{d-x} \tag{1}$$

$$\varepsilon_{s'} = \frac{0.01\left(x - d'\right)}{d - x} \tag{2}$$

$$\varepsilon_s = 0.01$$
 (3)

$$\varepsilon_b = \frac{\varepsilon_c (h-x)}{x} \tag{4}$$

Now, in domains 3 and 4, where the concrete deformation is equal to the specific concrete shortening at rupture ( $\varepsilon_{cu}$ ), we have:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$$
 (5)

$$\varepsilon_{s'} = \frac{\varepsilon_{cu}\left(x - d''\right)}{x} \tag{6}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_b (d-x)}{h-x} \tag{7}$$

$$\varepsilon_b = \frac{\varepsilon_{cu}(h-x)}{x} \tag{8}$$

where:  $\varepsilon_{\rm b} = \varepsilon_{\rm fe} + \varepsilon_{\rm bi}$ , being  $\varepsilon_{\rm fe}$  the effective deformation of the reinforcement with CFRP and  $\varepsilon_{\rm bi}$  the pre-existing deformation at this point of the beam, prior to the application of the reinforcement. According to Machado [5], this deformation can be calculated from an elastic analysis considering the loading existing at the time of application of the reinforcement (generally only the acting permanent loads, such as self weight and coating, are considered).



#### Figure 1

Distribution of deformation and forces in a section reinforced to flexion with CFRP

Now, considering the stress distribution in the section also presented in Figure 1, the following equilibrium equations can be obtained:

$$MR_{d1} = F_{c} \cdot \left(h - \frac{\lambda x}{2}\right) + F_{s'} \cdot \left(h - d'\right) - F_{s} \cdot d$$
(9)

$$MR_{d2} = F_{s} \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right) + F_{s'} \cdot \left(\frac{\lambda x}{2} - d'\right) + F_{fe} \cdot \left(h - \frac{\lambda x}{2}\right)$$
(10)

Being that value  $MR_{d1}$  is obtained from the sum of moments at the point of application of the carbon fiber and the value  $MR_{d2}$  is obtained at the point of the force application  $F_{c}$ .

The forces  $F_c$ ,  $F_s$ ,  $F_s'$  and  $F_{fe}$  are defined by the product between the areas and the respective tensile strengths of each element. In this way, it is:

$$F_c = A_c \cdot \sigma_{cd} \tag{11}$$

$$F_s = A_s. \sigma_{sd} \tag{12}$$

$$F_{s'} = A_{s'} \cdot \sigma'_{sd} \tag{13}$$

$$F_{fe} = A_f \cdot \sigma_{fe} \tag{14}$$

Machado [5] recommends that the tensile strength of the concrete should be multiplied by a reduction factor  $\psi$  to consider the effect of the influence of carbon fiber on the element. In this research, these recommendations are adapted to follow the requirements of NBR 6118: 2014 [2], which establishes that the stresses in the concrete must be calculated according to the parabola-rectangle diagram presented in item 8.1.10 of the cited standard. In this way, the factor  $\psi$  is given by:

$$\psi = 1$$
, for  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  (15)

$$\psi = 1,25. \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_c}\right), \text{ for } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$$
(16)

$$\psi = \frac{2.5}{3} \cdot \sqrt{\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}}, \text{ for } \varepsilon_c < \varepsilon_{c2} (2,5/3)$$
(17)

Being  $\varepsilon_{c2}$  the specific shortening deformation of the concrete at the beginning of the plastic landing.

Thus, since the compressed concrete area is equal to  $\lambda x.b$ , the equations (11) and (14) can be rewritten as:

$$F_c = \psi. \,\alpha_c. f_{cd}. \lambda x. b \tag{18}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s \tag{19}$$

$$F_{s'} = A_{s'} \cdot f_{s'}$$
 (20)

$$F_{fe} = \psi_f \cdot A_{fc} \cdot f_{fe} \tag{21}$$

being  $\psi_{\rm f}$  = 0,85 a reduction factor applied to the fibers, as defined in item 10.2.10 of ACI 440.2R: 2018 [1], and  $f_{\rm cd}$  the design strength of the concrete.

The stresses  $f_s'$ ,  $f_s'$ ,  $f_e$  and  $\alpha_c$ . $f_{cd}$  are, respectivily, the stresses acting on the lower reinforcement, the upper reinforcement, the CFRP and the compressed concrete area.

Considering that:

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \tag{22}$$

And, remembering that  $\epsilon_{fe}$  =  $\epsilon_{b}$  -  $\epsilon_{bi}$ , one can define  $f_{fe}$  as being equal to:

$$f_{fe} = E_f \cdot \left(\varepsilon_c \cdot \frac{(h-x)}{x} - \varepsilon_{bi}\right)$$
(23)

then, by developing equations (9) and (10), one has to:

$$MR_{d1} = \psi \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \lambda x \cdot b\left(h - \frac{\lambda x}{2}\right) + A_{s'} \cdot f_{s'} \cdot \left(h - d'\right) - A_{s'} \cdot f_{s'} \cdot d$$
(24)

$$MR_{d2} = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left(\frac{\lambda x}{2} - d'\right) + \psi_f \cdot A_f \cdot (E_f \cdot \varepsilon_{fe}) \cdot \left(h - \frac{\lambda x}{2}\right)$$
(25)

The depth of the neutral line (x) could be obtained by equating the equation of MR<sub>d1</sub> with the value of the design requesting moment MS<sub>d</sub>. However, the deformations used to calculate the stresses in the reinforcement also vary as a function of the depth of the neutral line, as well as the value of  $\psi$ , which depends on the deformation of the concrete and, moreover, can be defined by three different equations. Therefore, it is necessary to estimate a value of xand, iteratively, verify that the difference between MR<sub>d1</sub> and MS<sub>d</sub> is below a tolerance adopted.

In this work, the neutral line was obtained using Newton's method, making  $MS_d - MR_{d1} = 0$ . Newton's Method and its variations (Quasi-Newton Methods) are used to solve nonlinear problems without restrictions, as is the case of the problem in question.

In a numerical analysis, the objective of this method is to obtain the value of the variable x such that the function f(x) is equal to 0, from an iterative process. For this, it is necessary that the equation be differentiable in  $x_n$ , where n indicates the nth iteration of the algorithm. The iterative process of Newton's Method is best illustrated in the work of Bandeira [6].

As a premise for dimensioning, the value of  $MS_d$  must be less than or equal to the design resistance  $MR_d$ , and, according to the limitation presented in the introduction of chapter 10 of ACI 440.2R: 2008 [1], the strength of the reinforced part ( $MR_d$ ) shall not have a resistance greater than 40% of the initial strength of the part ( $MR_d$ ), prior to reinforcement, calculated on the basis of the existing cross section reinforcement. That is,  $MR_d \le 1.4 MR_d$ .

Knowing that  $MR_{d1} = MR_{d2}$ , we can define the force  $(F_{fe})$  of the carbon fiber considering the value of x previously calculated. As  $F_{fe} = \psi_f \cdot A_{fe} \cdot f_{fe}$ , the required carbon fiber area  $(A_f)$  for the reinforcement is calculated by:

$$A_f = b_f \cdot t_f \cdot n \tag{26}$$

Being  $b_{t}$  the width of the CFRP,  $t_{t}$  the thickness of the layer and n the number of layers.

It is recommended in item 10.2.10 of ACI 440.2R: 2008 [1] that the deformation of the carbon fiber ( $\epsilon_{\rm fe}$ ) must be limited by the ultimate deformation of the fiber ( $\epsilon_{\rm fud}$ ), which is given by:

$$\varepsilon_{fud} = 0.41 \sqrt{\frac{f_{cd}}{nE_f t_f}} \le 0.9\varepsilon_{fu}$$
<sup>(27)</sup>

If an element is being reinforced by bending, it is assumed that there was an increase in beam loading relative to that estimated at the initial design. Therefore, it is essential that a verification of its shear strength be made for the new stresses presented as a result of the increased loads.

To consider the ductility reduction of the original element caused



#### Figure 2







Detail of the reference beam



#### Figure 4

Acting loads on the reference beam

by the use of reinforcement with CFRP, according to item 10.2.7 of ACI 440.2R: 2018 [1], a factor  $\phi$  is defined to reduce the tensile strength of the structural elements. This factor varies as a function of steel deformation ( $\epsilon_{\rm s}$ ), as defined below.

$$\phi = 0.65$$
, for  $\varepsilon_s \le \varepsilon_{sy}$  (28)

$$\phi = 0.65 + 0.25 \cdot \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{0.005 - \varepsilon_{sy}}\right), \text{ for } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005$$
<sup>(29)</sup>

Where  $\varepsilon_{sy}$  is the steel flow deformation defined by  $\varepsilon_{sy} = f_{yd}/E_s$ , where  $f_{yd}$  represents the plasticity stress of the steel and  $E_s$  represents the elasticity modulus of the steel.

$$\phi = 0.9$$
, for  $\varepsilon_s \ge 0.005$  (30)

## 3. Presentation of the reference beam and sizing of the reinforcement with CFRP

The beam used as a reference for study in this work was obtained from the analysis of a model building, where the loads adopted were in accordance with NBR 6120: 1980 [7] for a commercial building. To better represent the behavior of the beam, it was analyzed in conjunction with the portico in which it was inserted. Figure 2 below shows the characteristics of the portico and the dimensions of each element that compose it.

The beam was detailed according to the initial design made considering the efforts anticipated before the increase of the overload, that is, before the need to apply the reinforcement. Figure 3 shows the detail of the beam.

In order to make the analysis and the dimensioning of the reinforcement possible, it was considered that the loading of the beam suffered an increase of the overload due to a change of use of the model building. Figure 4 below shows the loadings on the beam in three situations, the first one considering the predicted loads before the increase of the load, the second after the increase of the load, and the third considering only the permanent loads acting. In summary, the efforts of the first situation were used for the dimensioning of the reinforcement, the efforts of the second situation for the dimensioning of the CFRP and those of the third situation for the definition of the preexisting deformation  $\epsilon_{\rm bi}$ , prior to the application of the reinforcement.

The dimensioning of the reinforcement of the reference beam was performed in two ways. The first, considering only the requirements of ACI 440.2R: 2014 [1] and the second one considering the formulations compiled presented in this paper. Table 1 shows the characteristics of the materials adopted during the study.

Initially, it is necessary to determine the strength of the cross-section prior to the application of the reinforcement with the CFRP, since, according to the guidance of ACI 440.2R: 2008 [1], it is not recommended to use this type of reinforcement in cases where the new working force is greater than 40% of the strength of the reinforced concrete part (part without the use of the CFRP). For this, the section of the beam next to the support is verified, where the moment tends to be greater. In this situation, after the reinforcement, the beam presents the configuration of the cross section shown in Figure 5. It can be observed that, in this case, the tractioned reinforcement is the upper reinforcement and, therefore,

	f <sub>ck</sub>	= 30MPa = 3 KN/cm <sup>2</sup>	
Conorata	$f_{ck} = 30MPa = 3 \text{ KN/cm}^{2}$ $F_{ci} = 5,600 \sqrt{f_{ck}} = 30,672 \text{ MPa} = 3,067$ $a_{i} = 0.8 + 0.2 \times f_{ck} = 0.875$ $E_{cs} = \alpha_{i} \cdot E_{ci} = 0.875 \times 26,838 \text{ MPa} = 2,6$ $f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 50 \text{ KN/cm}^{2}$ $E_{s} = 210,000 \text{ MPa} = 21,000 \text{ KN},$ $\varepsilon_{s,u} = 10\%$ $\varepsilon_{s,u}^{1} = 10\%$ $\varepsilon_{s,u}^{2} = 10\%$ $\varepsilon_{t_{u,k,MANUFACTURER}} = 3,790 \text{ MPa} = 379 \text{ KN/cm}$ $E_{f} = 228,000 \text{ MPa} = 22,800 \text{ KN}$ $f_{t} = 0.165 \text{ mm}$ $CE = 0.95 (coefficient of reduction according)$	$= 5,600 \sqrt{f_{ck}} = 30,672 \text{ MPa} = 3,067 \text{ KN/cm}^2$	
Conciele	α	$= 0.8 + 0.2 \times f_{ck} = 0.875$	
	E <sub>cs</sub>	$= \alpha_{i} \cdot E_{ci} = 0.875 \times 26,838 \text{ MPa} = 2,684 \text{ KN/cm}^{2}$	
	f <sub>vk</sub>	$= 500 \text{ MPa} = 50 \text{ KN/cm}^2$	
Stool	$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	$= 210,000 \text{ MPa} = 21,000 \text{ KN/cm}^2$	
31661		= 10‰	
	ε' <sub>s,u</sub>	= 10‰	
	ε <sub>fu,k,MANUFACTURER</sub>	= 17‰	
	$ \begin{array}{c} f_{ck} & = 30 MPa = 3 \ \text{KN/cr} \\ F_{ci} & = 5,600 \ \sqrt{f_{ck}} = 30,672 \ MPa = 3, \\ \alpha_i & = 0.8 + 0.2 \times f_{ck} = 0.8 \\ \hline E_{cs} & = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0.875 \times 26,838 \ MPa = \\ \hline f_{yk} & = 500 \ MPa = 50 \ \text{KN/cr} \\ F_s & = 210,000 \ MPa = 21,000 \\ \hline E_{s,u} & = 10\% \\ \hline E_{s,u} & = 10\% \\ \hline E_{s,u} & = 10\% \\ \hline E_{t_{u,k},MANUFACTURER} & = 3,790 \ MPa = 379 \ \text{KN} \\ \hline E_t & = 228,000 \ MPa = 22,800 \\ \hline f_{t} & = 0.165 \ \text{mm} \\ \hline CE & = 0,95 \ (\text{coefficient of reduction accord} \\ \hline E_{t_{u,k}} & = \epsilon_{t_{u,MANUFACTURER}} \times CE = 16 \\ \hline f_{t_{u,d}} & = \epsilon_{t_{u,MANUFACTURER}} \times CE = 3,600 \ \text{MPc} \end{array} $	$= 3,790 \text{ MPa} = 379 \text{ KN/cm}^2$	
Elle e v	E <sub>f</sub>	= 228,000 MPa = 22,800 KN/cm <sup>2</sup>	
FIDEr (CF-30 from MbraceTM sistem)	t <sub>r</sub>	= 0.165mm	
	CE	= 0,95 (coefficient of reduction according to the enviroment)	
	ε <sub>fu.k</sub>	$= \varepsilon_{\text{full MANUFACTURER}} \times \text{CE} = 16.15\%$	
	f <sub>fu,d</sub>	$= f_{fu,MANUFACTURER} \times CE = 3,600 MPa = 360 KN/cm$	

#### Table 1

Properties of materials adopted in the case study

it is in this region that the carbon fiber reinforcement is needed when the active efforts are increased.

At the moment of application of the carbon fiber reinforcement, the beam is already subjected to a certain load, which in this case was given by the load coming from the permanent loads. Thus, the beam already presents a table of initial deformations in the cross section under analysis before the application of the carbon fiber reinforcement. In the most tractioned face, or rather, at the point where the CFRP is applied, the deformation  $\varepsilon_{\rm b}$  can be called, in this case,  $\varepsilon_{\rm bl}$ . This deformation must be calculated considering that the part is working in Stage 2 of sizing, which occurs before the part reaches its state of plastification.

It is important to verify if the deformation of the carbon fiber is lower than the allowable, that is, if  $\epsilon_{\rm fe} < \epsilon_{\rm fu,d}$ . Then, it is necessary to verify if the tensioning stress in the carbon fiber is inferior to the admissible, that is, if  $f_{\rm fe} < f_{\rm fu,d}$ .

Table 2 presents a comparison between the parameters involved in the calculation of the initial strength of the beam, both by ACI 440.2R: 2014 [1] and by the formulations compiled in this paper.

Table 3 below presents a comparison between parameters involved in the calculation of the CFRP area required for reinforcement.



#### Figure 5

Cross section of maximum bending moment

#### 4. Presentation of the reference beam and dimensioning of the reinforcement

Version 16 of the ANSYS software was used to evaluate the reference beam of the case study. In the modeling, three types of discrete elements were defined: to represent the concrete, the element SOLID 65 was adopted; to represent the armatures, the

#### Table 2

Parameters involved in the calculation of the initial resistent momentum of the beam

Parameter -	Results by:		Percentage difference	
	ACI 440.2R:2014	Compiled formulations	(%)	Absolute difference
x (cm)	6.22	6.70	-8%	-0.49
ε <sub>c</sub> (‰)	1.58	1.72	-9%	-0.14
ε <sub>s</sub> (‰)	10.00	10.00	0%	0.00
ε' <sub>s</sub> (‰)	0.45	0.58	-29%	-0.13
ε <sub>b</sub> (‰)	11.13	11.14	0%	-0.01
F <sub>cd</sub> (KN)	170	147	14%	23
F <sub>sd</sub> (KN)	203	196	3%	7
F' <sub>sd</sub> (KN)	33	49	-50%	-16
M <sub>Rd</sub> (KN.cm)	8,634	8,305	4%	329

#### Table 3

Parameters involved in the calculation of the CFRP area required for reinforcement

Parameter	Results by:		Percentage difference	
	ACI 440.2R:2014	Compiled formulations	(%)	Absolute difference
x (cm)	7.26	8.42	-16%	-1.17
ε <sub>c</sub> (‰)	1.89	2.27	-20%	-0.37
ε <sub>cs</sub> (‰)	10.00	10.00	0%	0.00
ε' <sub>s</sub> (‰)	0.74	1.08	-46%	-0.34
ε <sub>b</sub> (‰)	11.16	11.19	0%	-0.04
ε <sub>bi</sub> (‰)	1.34	1.28	5%	0.07
ε <sub>fe</sub> (‰)	9.81	9.92	-1%	-0.10
F <sub>cd</sub> (KN)	198	162	18%	36
F <sub>sd</sub> (KN)	203	196	3%	7
F' <sub>sd</sub> (KN)	53	90	-70%	-37
F <sub>fe</sub> (KN)	64	67	-5%	-3
$A_{fc}$ (cm <sup>2</sup> )	0.32	0.33	-4%	-0.01



Figure 6

Positioning of reinforcement with CFRP - top view



Figure 7 Positioning of reinforcement with CFRP – bottom view

element BEAM 188; and, to represent the CFRP, the element SHELL 181, all as presented in [8]. In summary, BEAM 188 is a one-dimensional element that is based on the Thimoshenko beam theory, which takes into account the cross-sectional deformations caused by the shear stresses of the element. This element is linear, having 2 nodes with 6 degrees of freedom each (three translations in x, y and z, and three rotations in x, y and z). SOLID 65 is an element used for three-dimensional modeling of solids with or without reinforcing bars. The element consists of 8 nodes with three degrees of freedom each (translations in x, y and z). The SHELL 181 is capable of representing the flexion and membrane behavior of a given material. This element supports in-plane and normal loads. This element has 4 nodes where in each node there are 6 degrees of freedom each (three translations and three rotations). Similar studies were carried out by Bandeira [9]. However, in the work of this author only the longitudinal reinforcement of the beam



Figure 8 View of the reinforcement of the elements modeled on the beam-pillar connection





View of the elements modeled on the beam-pillar connection



#### Figure 10

Points of cracking and crushing of the concrete at the moment of rupture (1<sup>st</sup> Model) and at the instant of the final increment of load (2<sup>nd</sup> Model)

was modeled. A major contribution of this article is the closer consideration of the actual beam situation, i.e. considering the stirrups and the connection of the beam with the pillars.

It was considered a perfect integration between the materials (concrete-steel or concrete-fiber), no transition zone in the bonding region, such as the resin in the bond between the concrete and the CFRP. In this way, it was imposed in the modeling that there is no rupture by taking off the CFRP or by displacement of the concrete cover.

It is worth noting that the objective of this work is not to present the formulations used in the ANSYS software, as well as the methodology applied through the Finite Element Method.

Figure 6 illustrates the positioning of the CFRP reinforcement used for flexing on the upper face of the beam and for shearing on the lateral faces of the beam.

It is observed that the flexural reinforcement on the upper face of the beam was arranged only in the part of the stretch where the beam is subjected to the traction. In this example, the length of the upper reinforcement strip was adopted as 1/4 of the span between pillars.



IDDACON Chrysterics and Materials Journal - 2040 - vol. 42
In order to have a real representation of the behavior of the structure, the reinforcement was also positioned in the underside of the beam, in the section where the cross sections are traced. The CFRP arrangement was made between 1/4 and 3/4 of the span, as shown in Figure 7. The armatures, represented in ANSYS by the element BEAM 188, are shown in Figure 8.

Figure 9 shows the modeling of all elements in the beam-column connection. In this figure a part of the concrete was hidden to allow the visualization of the reinforcements.

To avoid lateral instability of the portico, the displacement in the orthogonal direction to the beam axis was restricted in all elements of the pillars. It was also defined that the pillars are fully constrained at their base, so that any translations or rotations at these points were prevented.

Two models were simulated, as described below:

- 1<sup>st</sup> Model: No reinforced beam with CFRP;
- 2<sup>nd</sup> Model: Reinforced Beam with CFRP.

In both models, the geometry of the elements, the detail of the reinforcements and the properties of the materials were maintained. The load used in both models already contemplates the increase of the overload.

In the ANSYS software, the load is applied gradually to the structure until the limit of rupture of any of the finite elements is reached. In this way, we tried to verify, for each model analyzed, the tensions and deformations of each material in the section of maximum mo-



## Figure 12

Deformation in the concrete in the maximum momentum section



Figure 13 Deformation in the steel in the maximum momentum section

ment. The aim is to compare these values obtained numerically with those obtained from the analytical formulations.

It was observed that the 1st Model (non-reinforced beam with CFRP) did not withstand the total load imposed, breaking with approximately 67% of the total load, which roughly corresponds to the initial load used for designing the reinforcement of the initially designed structure. The 2nd Model supported the total load imposed, not breaking due to flexural reinforcement.

The rupture of the Model 1 occurred due to the crushing of the concrete in the regions close to the support, as shown in Figure 10. The regions in red represent the points of cracks in the traction region and crushing of the concrete in the compressed region. Regions A and B identified in Figure 10 are detailed, for each model, in Figure 11. For Model 1, where there was no flexural reinforcement, it can be observed that in the traction region there are crack openings that prove that the tensile strength in the concrete bending was reached. Also, for this model, it is observed that the crushing of the concrete in the compressed zone is excessively high.

However, for Model 2, where there was flexural reinforcement, existing crack openings are significantly smaller and fully acceptable in a reinforced concrete structure. In this case, it is observed that







Figure 15 Stress in the concrete in the maximum momentum section

the crushed concrete is limited approximately to the covering region of the reinforcements.

For the maximum moment section, the Figure 12 shows the deformations in the concrete beam, the Figure 13 the deformations in the steel, the Figure 14 the deformations in the CFRP, the Figure 15 the stresses in the concrete, the Figure 16 the stresses in the steel and Figure 17 the stresses in the CFRP.

The 1st Model was expected to break before reaching the maximum load. Therefore, in order to verify that the numerical modeling is in conformity with the analytical formulations, this same modelwasre-analysed, however, with the initially estimated loading for the dimensioning of the reinforced concrete structure. The structure was found to have withstood the maximum loading, implying that the rupture loads of the numerical formulations are in accordance with the requirements of the analytical prescriptions.

## 5. Results discussion

In this section we will present the discussions about computational modeling and modeling mentioned previously.

The values of the forces obtained through the formulations based



#### Figure 16

Steel tensions in the maximum momentum section



Stresses in the CFRP in the maximum momentum section

on NBR 6118: 2014 [2] are already design values. However, the corresponding values calculated by ACI 440.2R: 2008 [1] are characteristic values. Thus, to allow for comparison, the characteristic forces from the American formulation were multiplied by the reduction coefficient  $\emptyset$ .

It is observed that, although there is a great variation between the calculated forces and deformations, the initial strength of the beam is very close to both standards (difference of approximately 4%), as shown in Table 2.

Obviously, because the two standards employ different stress factors for material strength, different results can be expected to be found for the calculated forces and deformations. This difference was more evident for the steel located in the compressed zone, where the difference was 29% for the deformation and 50% for the strength resistant. However, it is observed that the absolute difference is not so great (0.13 % for deformations and 16KN for force). What we see is that the depth of the neutral line is greater when considering the requirements of NBR 6118: 2014 [2]. This is due to the fact that the safety coefficients used by the Brazilian standard to reduce the resistance (1.4 for concrete and 1.15 for steel) are lower than those presented by ACI 318: 2014 [10]. Numerically, if the coefficients of NBR 6118: 2014 [2] obey the American standards (where the safety coefficient must be multiplied by the resistance and not divided), they would be 1 / 1.4 = 0.71 for the concrete and 1 / 1.15 = 0.87 for steel. It is observed that both values are lower than the coefficient  $\emptyset$  = 0.9 defined by the American standard for both steel and concrete. As NBR 6118: 2014 [2] reduces the strength of the concrete more than the strength of the steel, certainly, for there to be equilibrium in the section, the compressed concrete area should be larger in the sizing done by this standard than when done by American standard. Consequently, there is a tendency to increase the height of the neutral line to the Brazilian standard in relation to the American standard. The position of the neutral line is what defines the deformations of the materials and, consequently, their resistive force.

It is also observed in Table 3 that there is a large variation between the values of forces and deformations calculated for the parameters involved in the calculation of the CFRP area required for reinforcement. However, the areas of CFRP determined by both standards are very close (difference of only 0.01cm<sup>2</sup>).

In the sizing of the reinforcement, the depth of the neutral line calculated following the recommendations of NBR 6118: 2014 [2] continues to be greater than that calculated according to the requirements of ACI 440.2R: 2008 [1]. This is justified in the same way, because if the safety coefficients of the Brazilian standard are more conservative, it is expected that in the sizing done by this standard a larger area of compressed concrete will be needed to balance the section.

During the numerical modeling in the ANSYS software, some concepts were observed that led to questions about the design hypotheses defined from the analytical formulations.

It is important to mention that the ANSYS modeling is done in a non-linear, physical and geometric, way. The concrete material is represented by the element SOLID 65, associated with the constitutive equation defined in WILLAM and WARNKE [10], p.174. This material law has the objective of representing the physical behavior of the concrete, establishing a criterion of resistance to the same. This criterion takes into account the maximum tensile stress established in the standards, in this case by NBR6118: 2014 [2], which is defined by 0,3.  $\sqrt[3]{f_{ck}^2}$ . In addition, it takes into account the maximum compression stress, defined by 0,85. $f_{cd}$ . This implies that when the tensile or compressive stress of the concrete reaches the maximum limit, there will be a rupture of the material.

It is important to mention that the ANSYS program is based on the formulation of the Finite Element Method and therefore can not achieve convergence in its analyzes when the stiffness matrix is not enough to support the efforts. In this case, the loss of strength of the stiffness matrix is associated with cracking (traction) and crushing of the concrete (compression). This is one of the limitations of the numerical model proposed in this paper.

In the design of the reinforcement in the Ultimate Limit State (ELU) predicted by NBR6118: 2014 [2], it is understood that the reinforcement is in flow, reaching its maximum tensions with all its resistant capacity, completely neglecting the resistance of the concrete in the traction zone. However, by the numerical formulation, part of the tensile stress is absorbed by the concrete, so that the tensile strength in the reinforcement is relieved.

The Brazilian standard does not evaluate the element in a global way, evaluating only the resistant capacity of the most requested sections. When the armatures reach the calculation stress of 435MPa (in the case of CA50 steel), i.e. when they are in a flow regime, the traction region of the part already has an excessive opening of cracks. This can not be represented in the physical model used in ANSYS, since the program understands that the part went into rupture and, with the excessive cracking of the material, there is no convergence to obtain a numerical solution.

Analytical formulations lead to failure results similar to those expected by numerical modeling, since the loading supported by this modeling is very similar to that used in sizing. This is proven when analyzing the 1st Model, where the structure broke with approximately 67% of the load in the situation where there was no reinforcement. When you run the same model for the initial load (load used when sizing), it has already supported the full load.

The SHELL 181 element represented the behavior of the CFRP well. It is important to mention that the material was defined as orthotropic because its physical properties in the longitudinal direction (in the fiber direction) are different from those defined for the transverse direction.

The values of stresses and deformations in the maximum moment section are different when comparing the analytical theory with numerical modeling. Considering that the analytical formulations are made for the final phase of rupture of the element, it can be said that the numerical model better represents the situation of the structure in use, respecting the maximum openings of cracks and admissible tensile and compression tensions and considering the gradual loss of the resistant capacity of each element in function of the increase of loads.

The analyzed Model 1 ruptures when the tensile stress of the concrete is reached and the crack opening is excessive. As a consequence, there is a reduction of the neutral line and the crushing of the compressed region. In this situation, ANSYS considers that the structure collapses. Differently, NBR6118: 2014 [2] presents in the analytical formulation the imposition that the tensile strength of the concrete should be neglected. It is known, however, that the concrete in this region works until its tensile strength limit is reached, at which point the part begins to crack. What NBR6118: 2014 [2] does is to control the opening limit of these cracks from a Service State Limit analysis.

## 6. Conclusions

According to the sizing made, with the computational analysis and the discussions about the results, it is possible to reach some conclusions regarding the reinforcement dimensioning of reinforced concrete beams with CFRP, as shown below.

As expected, the sizing done from the requirements of ACI 440.2R: 2008 [1] provides results different from those obtained from the adapted formulations considering the concepts of NBR 6118: 2014 [2]. In the dimensioning of the flexural reinforcement, the difference between the CFRP areas obtained was largely due to the variation between the coefficients used by both standards. The ACI 440.2R: 2008 [1] uses different resistance factors than those applied by NBR 6118: 2014 [2], so that, according to the American standard, the materials resist more than the Brazilian standard. Thus, the sizing done by the Brazilian standard provides more conservative results, generating necessary reinforcement areas slightly higher than those obtained through the design of the ACI 440.2R: 2018 [1].

For NBR 6118: 2014 [2], the ultimate deformation of the concrete (particularly for concrete of class C20 to C50) has a value of 3.5 ‰ whereas for the ACI 440.2R: 2008 [1] this deformation has a value of 3 ‰. This makes the resistant capacity of the concrete larger by the Brazilian standard, since the tension in the concrete is a function of its deformation. Thus, the depth of the neutral line could be smaller by the Brazilian standard. However, this does not happen, because the influence caused by the safety factors used by both standards is more significant. Since the safety factors of NBR 6118: 2014 [2] are more conservative, the tensile strength of the concrete ends up being lower by this standard. For this reason, the area of compressed concrete must be larger, so that the neutral line consequently has a greater depth.

However, in spite of the previously discussed discrepancies, it is observed that the formulations based on the principles of NBR 6118: 2014 [2] presented satisfactory results due to the proximity of the results found in both standards, both for the initial resistant moment of the concrete part reinforced as to the area of CFRP required for reinforcement. Therefore, it is concluded that the formulations generated from the compilation between the requirements of ACI 440.2R: 2008 [1] and the requirements of NBR 6118: 2014 [2] have generated satisfactory results with respect to the dimensioning of the flexural reinforcement.

The ANSYS program is based on the Finite Element Method formulation and, therefore, can not achieve convergence in its analyzes when the stiffness matrix is not sufficient to support the efforts. In this way, when the tensile or compressive stress of the concrete reaches the determined maximum limit, there will be a rupture of the material. With excessive cracking of the material, there is no convergence to obtain a numerical solution. In this situation, ANSYS considers that the structure collapses.

Thus, it can be concluded that the numerical modeling performed in this work represented well the behavior of the structure, because the rupture loads were approximately equal to those expected by the analytical formulations. However, evaluating only the maximum moment section, it was observed that the forces and deformations presented by the numerical model are significantly different from those presented by the analytical model.

## 7. Referências bibliográficas

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440.2R Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. - Farmington Hills, 2008.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. - Rio de Janeiro, 2014.
- [3] SILVA, A. S. C. Análise de vigas de concreto armado reforçadas à flexão e ao cisalhamento com fibras de carbono: Análiseteórica e computacional. – Dissertação (Mestrado Acadêmico) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, 2016.
- [4] FERRARI, V. J.; PADARATZ, I. J.; LORIGGIO, D. D. Reforço à flexão em vigas de concretoarmado com manta e fibras de carbono: mecanismos e sistemas de ancoragem - XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, 2002.
- [5] MACHADO, A. P., Reforço de Estruturas de ConcretoArmado com Fibra de Carbono - Ed.PINI, São Paulo, 2002.
- [6] BANDEIRA, A. A. Análise de problemas de contato com atrito em 3D. - Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2001.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Rio de Janeiro, 1980.
- [8] ANSYS, Mechanical APDL Theory Reference, Canonsburg, 2013.
- [9] BANDEIRA, A. A. Theoretical, computational and experimental analysis of concrete structures reinforced with carbon fiber. -Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008), Zurich, Switzerland, 2008.
- [10] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 Building code requirements for reinforced concrete. - Farmington Hills, 2014.
- [11] WILLAM, K.J.; WARNKE, E. D. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete - Proceedings, Internacional Association for Bridge and Structural Engineering. Vol 19. ISMES. - Bergamo, Italy, 1975.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

## Analyses of reinforced concrete beams strengthened with CFRP under bending: theorical and computational approaches

Análise de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com fibras de carbono: abordagem teórica e computacional



A. S. C. SILVA a aloisiosthefano@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6035-6373

A. A. BANDEIRA a alexbandeira@ufba.com https://orcid.org/0000-0001-7170-8557

## Abstract

The basic aim of this work is to compile the theoretical basis of ACI 440.2R: 2008 [1] with the NBR 6118: 2014 [2] in order to take into account the concepts of the Brazilian standard in flexural sizing of reinforced beams with CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer). The contribution of the Brazilian standard is given particularly with regard to the application of its safety coefficients and material properties (steel and concrete), including its deformation limits. For this purpose, a beam is adopted as a reference for the study, where two reinforcement designs are performed with CFRP, one from the compiled formulations and another considering only the requirements of ACI 440.2R: 2008 [1]. The results obtained are compared below. Finally, through the ANSYS software, numerical modeling of the reference beam is carried out, where tensions and deformations presented by concrete, steel and carbon fiber are observed. The results of the numerical analysis are compared with those obtained from the formulations of ACI 440.2R: 2008 [1] resulted in this study. The research concludes that in flexural sizing the areas of PRFC dimensioned from the formulations of ACI 440.2R: 2008 [1] resulted in values very close to those obtained by the formulations compiled. In addition, it was concluded that the numerical modeling performed in this work represented well the behavior of the structure, because the rupture loads were approximately equal to those expected by the analytical formulations.

Keywords: reinforcement, carbon fiber, CFRP, flexure, shear.

## Resumo

Este trabalho tem como objetivo compilar o embasamento teórico do ACI 440.2R:2008 [1] com o da NBR 6118:2014 [2] a fim de levar em consideração os conceitos da norma brasileira no dimensionamento à flexão de vigas reforçadas com PRFC (Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono). A contribuição da norma brasileira é dada particularmente no que diz respeito à aplicação dos seus coeficientes de segurança e das propriedades dos materiais (aço e concreto), incluindo os seus limites de deformação. Para tanto, é adotada uma viga como referência para o estudo, onde são realizados dois dimensionamentos do reforço com PRFC, um a partir das formulações compiladas e outro considerando apenas as prescrições do ACI 440.2R:2008 [1]. Os resultados obtidos são comparados em seguida. Por fim, através do software ANSYS, é feita a modelagem numérica da viga de referência, onde são observadas as tensões e deformações apresentadas pelo concreto, pelo aço e pela fibra de carbono. Os resultados da análise numérica são comparados com aqueles obtidos a partir das formulações compiladas a fim de validar o modelo numérico adotado nesse estudo. A pesquisa teve como conclusão que, no dimensionamento à flexão, as áreas de PRFC dimensionadas a partir das formulações da ACI 440.2R:2008 [1] resultaram em valores muito próximos àqueles obtidos pelas formulações compiladas. Além disso, concluiu-se que a modelagem numérica realizada nesse trabalho representou bem o comportamento da estrutura, pois as cargas de ruptura foram aproximadamente iguais àquelas esperadas pelas formulações canalíticas.

Palavras-chave: Reforço, fibra de carbono, PRFC, flexão, cisalhamento.

<sup>a</sup> Federal University of Bahia, Polytechnic School, Department of Construction and Structures, Salvador, BA, Brazil.

Received: 09 Feb 2017 • Accepted: 14 May 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

## 1. Introdução

Naturalmente, os métodos mais utilizados para o reforço de elementos estruturais são aqueles mais economicamente viáveis. Em contrapartida, a maioria dos métodos não atende às limitações como a manutenção das dimensões do elemento ou a velocidade de execução durante o processo de reforço.

Diversos estudos estão sendo desenvolvidos buscando o aperfeiçoamento das técnicas de reforço através da utilização de novos materiais, os quais permitam a execução de um reforço rápido, limpo e que não interfira significativamente nas dimensões do elemento, reduzindo, portanto, a interferência na arquitetura da edificação.

Há uma década, o alto custo inicial de produção dos materiais poliméricos e a falta de suficientes pesquisas ou informações técnicas, limitavam a frequência do uso destes compósitos na construção civil. Com o constante decréscimo no preço das matérias primas e da manufatura desses materiais, eles têm se tornado cada vez mais competitivos. É importante, no entanto, que exista uma norma brasileira que defina as prescrições necessárias para o dimensionamento do reforço de elementos de concreto armado utilizando estes materiais. Este trabalho visa contribuir com o avanço dessas informações, através da realização de um estudo sobre o dimensionamento do reforço à flexão de vigas de concreto armado, considerando o embasamento teórico da norma americana ACI 440.2R:2008 [1], mas tomando como base os conceitos e critérios da NBR 6118:2014 [2].

## 2. Dimensionamento à flexão de vigas reforçadas com PRFC

O procedimento de cálculo para o reforço com PRFC que será apresentado a seguir está embasado nas prescrições normativas da ACI 440.2R:2008 [1], entretanto, está adaptado às recomendações da NBR 6118:2014 [2] no que diz respeito às propriedades dos materiais, concreto e aço. Toda simbologia aqui utilizada está em conformidade com aquela usualmente encontrada na norma brasileira, exceto nos casos onde houver a introdução de parâmetros utilizados apenas pelas normas americanas. O estudo completo do reforço de vigas de concreto armado com PRFC está desenvolvido em Silva[3], onde estão apresentadas, de forma minuciosa, as prescrições da norma brasileira e da norma americana para o reforço de vigas com PRFC tanto à flexão quanto ao cisalhamento. Cabe salientar que no estudo realizado por Silva [3] observou-se que, para a viga estudada, o reforço ao cisalhamento não foi necessário para aumentar a capacidade resistente da viga, pois os estribos existentes já eram suficientes para suportar o novo esforço cortante proveniente do aumento da sobrecarga. Por esse motivo, o dimensionamento ao esforço cortante não será apresentado neste artigo. Para maiores detalhes, vide Silva [3]. Outros estudos sobre o dimensionamento à flexão utilizando fibras de carbono podem ser encontrado em Ferrari et al. [4] e Machado [5].

A Figura 1 mostra esquematicamente a distribuição de deformações e forças em uma seção reforçada à flexão com PRFC.

No domínio 2, onde a deformação da armadura tracionada é dada como sendo de 10‰, as deformações da seção podem ser relacionadas por:

$$\varepsilon_c = \frac{0.01x}{d-x} \tag{1}$$

$$\varepsilon_{s'} = \frac{0.01\left(x - d'\right)}{d - x} \tag{2}$$

$$\varepsilon_s = 0.01$$
 (3)

$$\varepsilon_b = \frac{\varepsilon_c (h - x)}{x} \tag{4}$$

Agora, nos domínios 3 e 4, onde a deformação do concreto é igual à deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura ( $\epsilon_{\alpha\mu}$ ), tem-se que:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$$
 (5)

$$\varepsilon_{s'} = \frac{\varepsilon_{cu}\left(x - d''\right)}{r}$$
(6)

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_b (d-x)}{h-x} \tag{7}$$



#### Figura 1

Distribuição de deformações e forças em uma seção reforçada à flexão com PRFC

(8)

$$\varepsilon_b = \frac{\varepsilon_{cu}(h-x)}{x}$$

onde:  $\varepsilon_{\rm b} = \varepsilon_{\rm fe} + \varepsilon_{\rm bi}$ , sendo  $\varepsilon_{\rm fe}$  a deformação efetiva do reforço com PRFC e  $\varepsilon_{\rm bi}$  a deformação pré-existente neste ponto da viga, antes da aplicação do reforço.

De acordo com Machado [5], essa deformação pode ser calculada a partir de uma análise elástica considerando o carregamento existente no momento de aplicação do reforço (geralmente são consideradas apenas as cargas permanentes atuantes, como peso próprio e revestimento, por exemplo).

Agora, considerando a distribuição de tensões na seção apresentada também na Figura 1, pode-se obter as seguintes equações de equilíbrio:

$$MR_{d1} = F_{c} \cdot \left(h - \frac{\lambda x}{2}\right) + F_{s'} \cdot \left(h - d'\right) - F_{s} \cdot d$$
(9)

$$MR_{d2} = F_s \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right) + F_{s'} \cdot \left(\frac{\lambda x}{2} - d'\right) + F_{fe} \cdot \left(h - \frac{\lambda x}{2}\right)$$
(10)

Sendo que valor de MR<sub>d1</sub> é obtido a partir do somatório de momentos no ponto de aplicação da fibra de carbono e o valor de MR<sub>d2</sub> é obtido no ponto de aplicação da força  $F_c$ .

As forças  $F_c$ ,  $F_s$ ,  $F_s'$  e  $F_{f_e}$  são definidas através do produto entre as áreas e as respectivas tensões resistentes de cada elemento. Desta forma, tem-se que:

$$F_c = A_c \cdot \sigma_{cd} \tag{11}$$

$$F_s = A_s. \sigma_{sd} \tag{12}$$

$$F_{s'} = A_{s'} \cdot \sigma'_{sd}$$
 (13)

$$F_{fe} = A_f \cdot \sigma_{fe} \tag{14}$$

Machado [5] recomenda que a tensão resistente do concreto deve ser multiplicada por um fator de redução  $\psi$  para considerar o efeito da influência da fibra de carbono no elemento. Nessa pesquisa, é feita uma adaptação dessas recomendações para seguir as prescrições da NBR 6118:2014 [2], que estabelece que as tensões no concreto devem ser calculadas de acordo com o diagrama parábola-retângulo apresentado no item 8.1.10 da citada norma. Desta forma, o fator  $\psi$  é dado por:

$$\psi = 1$$
, para  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  (15)

$$\psi = 1,25.\left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_c}\right)$$
, para  $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$  (16)

$$\psi = \frac{2.5}{3} \cdot \sqrt{\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}}, \text{ para } \varepsilon_c < \varepsilon_{c2} (2,5/3)$$
(17)

sendo  $\epsilon_{\rm c2}$  a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico.

Desta forma, dado que a área de concreto comprimida é igual a  $\lambda x.b$ , as equações (11) a (14) passam a ser reescritas como:

$$F_c = \psi \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \lambda x \cdot b \tag{18}$$

$$F_s = A_s \cdot f_s \tag{19}$$

$$F_{s'} = A_{s'} \cdot f_{s'}$$
 (20)

$$F_{fe} = \psi_f \cdot A_{fc} \cdot f_{fe} \tag{21}$$

Sendo  $\psi_{\rm f}$  = 0,85 um fator de redução aplicado às fibras, conforme definido no item 10.2.10 do ACI 440.2R:2018 [1], e  $\rm f_{cd}$  a resistência de cálculo do concreto.

As tensões  $f_s'$ ,  $f_s'$ ,  $f_{f_e} e \alpha_c f_{cd}$  são, respectivamente, as tensões atuantes nas armaduras inferiores, nas armaduras superiores, no PRFC e na área de concreto comprimido. Considerando que:

.

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \tag{22}$$

E, lembrando que  $\epsilon_{\rm fe}$  =  $\epsilon_{\rm b}$  -  $\epsilon_{\rm bj}$ , pode-se definir f\_{\rm fe} como sendo igual a:

$$f_{fe} = E_f \cdot \left(\varepsilon_c \cdot \frac{(h-x)}{x} - \varepsilon_{bi}\right)$$
(23)

Então, desenvolvendo as equações (9) e (10), tem-se que:

$$MR_{d1} = \psi \cdot \alpha_{c} \cdot f_{cd} \cdot \lambda x \cdot b \left( h - \frac{\lambda x}{2} \right) + A_{s'} \cdot f_{s'} \cdot \left( h - d' \right) - A_{s} \cdot f_{s} \cdot d$$
(24)

$$MR_{d2} = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{\lambda x}{2}\right) + A_{s'} \cdot f_{s'} \cdot \left(\frac{\lambda x}{2} - d'\right) + \psi_f \cdot A_f \cdot (E_f \cdot \varepsilon_{fe}) \cdot \left(h - \frac{\lambda x}{2}\right)$$
(25)

A profundidade da linha neutra (x) poderia ser obtida igualando-se a equação de MR<sub>d1</sub> ao valor do momento solicitante de cálculo MS<sub>d</sub>. No entanto, as deformações utilizadas para cálculo das tensões nas armaduras também variam em função da profundidade da linha neutra, assim como o valor de  $\psi$ , o qual depende da deformação do concreto e, além disso, pode ser definido por três equações distintas. Portanto, é necessário estimar um valor de x e, iterativamente, verificar se a diferença entre MR<sub>d1</sub> e MS<sub>d</sub> está abaixo de uma tolerância adotada.

Neste trabalho, a linha neutra foi obtida utilizando o Método de Newton, fazendo  $MS_d - MR_{d1} = 0$ . O Método de Newton e suas variações (Métodos Quase Newton) são utilizados para resolver problemas não lineares sem restrições, como é o caso do problema em questão.

Em uma análise numérica, o objetivo deste método é obter o valor da variável x de tal forma que a função f(x) seja igual a 0, a partir de um processo iterativo. Para isso, é necessário que a equação seja diferenciável em  $x_n$ , onde n indica a n-nésima iteração do algoritmo. O processo iterativo do Método de Newton está melhor ilustrado no trabalho de Bandeira [6].

Como premissa para o dimensionamento, o valor de  $MS_d$  tem que ser menor ou igual à resistência de cálculo  $MR_d$ , sendo que, conforme limitação apresentada na introdução do capítulo 10 da ACI 440.2R:2008 [1], o momento resistente da peça reforçada ( $MR_d$ ) não deve ter uma resistência superior a 40% do momento resistente inicial da peça ( $MR_{di}$ ), antes do reforço, calculado considerando a armadura existente da seção transversal. Ou seja,  $MR_d \leq 1,4 MR_{di}$ .

Sabendo que MR<sub>d1</sub> = MR<sub>d2</sub>, pode-se definir a força (F<sub>fe</sub>) da fibra de carbono considerando o valor de x previamente calculado. Como F<sub>fe</sub> =  $\psi_f$ . A<sub>fc</sub>. f<sub>fe</sub>, calcula-se a área de fibra de carbono necessária (A<sub>t</sub>) para o reforço por:

$$A_f = b_f \cdot t_f \cdot n \tag{26}$$



## Figura 2

Pórtico indicando a viga de referência para o estudo de caso. Dimensões em centímetros



### Figura 3

Detalhamento da viga de referência



#### Figura 4

Carregamentos atuantes na viga de referência

Sendo b<sub>r</sub> a largura do PRFC, t<sub>r</sub> a espessura da camada e n o número de camadas.

É recomendado no item 10.2.10 da ACI 440.2R:2008 [1] que a deformação da fibra de carbono ( $\varepsilon_{fe}$ ) seja limita a deformação última da fibra ( $\varepsilon_{fud}$ ), a qual é dada por:

$$f_{ud} = 0.41 \sqrt{\frac{f_{cd}}{nE_f t_f}} \le 0.9\varepsilon_{fu}$$
<sup>(27)</sup>

ε

Se um elemento está sendo reforçado à flexão, parte-se do pressuposto de que houve um aumento do carregamento da viga em relação àquele estimado quando do dimensionamento inicial. Portanto, é fundamental que seja feita uma verificação da sua resistência ao cisalhamento para os novos esforços apresentados em função do aumento das cargas.

Para considerar a redução da ductilidade do elemento original provocada pelo uso de reforço com PFRC, conforme item 10.2.7 do ACI 440.2R:2018 [1], é definido um fator  $\phi$  que reduz a tensão resistente do elementos estrutural. Esse fator varia em função da deformação do aço  $\varepsilon_{e}$ , conforme definido a seguir.

$$\phi = 0,65$$
, para  $\varepsilon_s \le \varepsilon_{sy}$  (28)

$$\phi = 0.65 + 0.25 \cdot \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{0.005 - \varepsilon_{sy}}\right), \text{ para } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005$$
<sup>(29)</sup>

Sendo  $\varepsilon_{sy}$  a deformação de escoamento do aço definida por  $\varepsilon_{sy} = f_{yd}/E_s$ , onde  $f_{yd}$  representa a tensão de escoamento de cálculo do aço e  $E_s$  representa o módulo de elasticidade do aço.

$$\phi = 0.9$$
, para  $\varepsilon_s \ge 0.005$  (30)

## 3. Apresentação da viga de referência e dimensionamento do reforço com PRFC

A viga adotada como referência para estudo nesse trabalho foi obtida a partir da análise de um edifício modelo, onde os carregamentos adotados estavam em conformidade com a NBR 6120:1980 [7] para um edifício comercial. Para representar melhor o comportamento da viga, esta foi analisada em conjunto com o pórtico no qual ela estava inserida. A Figura 2 a seguir apresenta as características do pórtico e as dimensões de cada elemento que o compõe.

A viga foi detalhada de acordo com o dimensionamento inicial feito considerando os esforços previstos antes do aumento da sobrecarga, ou seja, antes da necessidade de aplicação do reforço. A Figura 3 apresenta o detalhamento da viga.

Para possibilitar a análise e o dimensionamento do reforço, foi considerado que o carregamento da viga sofreu um aumento da sobrecarga em função de uma mudança de utilização do edifício modelo. A Figura 4 a seguir apresenta os carregamentos atuantes na viga em três situações, sendo a primeira considerando os esforços previstos antes do aumento da sobrecarga, a segunda após o aumento da sobrecarga e, a terceira, considerando apenas as cargas permanentes atuantes. Em resumo, os esforços da primeira situação foram utilizados para o dimensionamento das armaduras, os esforços da segunda situação para o dimensionamento do PRFC e os da terceira situação para a definição da deformação pré-existente  $\mathcal{E}_{bi}^{bi}$ , antes da aplicação do reforço.

O dimensionamento do reforço da viga de referência foi realizado

Tabela 1

Propriedades dos materiais adotadas no estudo de caso

	f <sub>ck</sub>	$= 30MPa = 3 KN/cm^{2}$
Concrete	E <sub>ci</sub>	= 5.600 $\sqrt{f_{ck}}$ = 30.672 MPa = 3.067 KN/cm <sup>2</sup>
Concieto	$\alpha_{i}$	$= 0.8 + 0.2 \times f_{ck} = 0.875$
	E <sub>cs</sub>	$= \alpha_{i} \cdot E_{ci} = 0.875 \times 26.838 \text{ MPa} = 2.684 \text{ KN/cm}^{2}$
	f <sub>vk</sub>	$= 500 \text{ MPa} = 50 \text{ KN/cm}^2$
100	És	$= 210.000 \text{ MPa} = 21.000 \text{ KN/cm}^2$
Aço	ε <sub>s.u</sub>	= 10‰
	ε' <sub>s,u</sub>	= 10‰
		= 17‰
	f	= 3.790 MPa = 379 KN/cm <sup>2</sup>
	E <sub>f</sub>	= 228.000 MPa = 22.800 KN/cm <sup>2</sup>
FIDIA (CE-30 do sistema MbraceTM)	t <sub>r</sub>	= 0.165 mm
	CE	= 0,95 (coeficiente de redução em função do ambiente)
	ε <sub>fu.k</sub>	$= \varepsilon_{\text{fu},\text{FABRICANTE}} \times \text{CE} = 16,15\%$
	f <sub>fu,d</sub>	$= f_{fu,FABRICANTE} \times CE = 3.600 MPa = 360 KN/cm$

de duas formas. A primeira, considerando apenas as prescrições da ACI 440.2R:2014 [1] e a segunda considerando as formulações compiladas apresentadas neste trabalho. Na Tabela 1 estão apresentadas as características dos materiais adotadas durante a realização do estudo.

Inicialmente, é necessário determinar a capacidade resistente da seção transversal antes da aplicação do reforço com o PRFC,



## Figura 5

Seção transversal de máximo momento fletor

Tabela 2

Parâmetros envolvidos no cálculo do momento resistente inicial da viga

pois, conforme orientação da ACI 440.2R:2008 [1], não é recomendada a utilização desse tipo de reforço nos casos onde o novo esforço atuante for superior a 40% da capacidade resistente da peça de concreto armado (peça sem a utilização do PRFC). Para isso, é verificada a seção da viga próxima ao apoio, onde o momento tende a ser maior. Nesta situação, após o reforço, a viga apresenta a configuração da seção transversal apresentada na Figura 5. Observa-se que, neste caso, as armaduras tracionadas são as armaduras superiores e, portanto, é nessa região que se faz necessária a aplicação do reforço quando do aumento dos esforços atuantes.

No momento de aplicação do reforço, a viga já está submetida a um determinado carregamento, que nesse caso foi dado pelo carregamento proveniente das cargas permanentes. Assim, a viga já apresenta um quadro de deformações iniciais na seção transversal em análise antes da aplicação do reforço. Na face mais tracionada, ou melhor, no ponto onde o PRFC é aplicado, a deformação  $\varepsilon_{\rm b}$  pode ser chamada, nesse caso, de  $\varepsilon_{\rm bi}$ . Essa deformação deve ser calculada considerando que a peça esteja trabalhando no Estádio 2 de dimensionamento, que ocorre antes da peça atingir o seu estado de plastificação.

	Resultados	pelo(as):			
Parâmetro	ACI 440,2R:2014 Formulações compiladas		– Dilerença percentual (%)	Diferença absoluta	
x (cm)	6,22	6,70	-8%	-0,49	
ε <sub>c</sub> (‰)	1,58	1,72	-9%	-0,14	
ε <sub>s</sub> (‰)	10,00	10,00	0%	0,00	
ε' <sub>s</sub> (‰)	0,45	0,58	-29%	-0,13	
ε <sub>b</sub> (‰)	11,13	11,14	0%	-0,01	
F <sub>cd</sub> (KN)	170	147	14%	23	
F <sub>sd</sub> (KN)	203	196	3%	7	
F' <sub>sd</sub> (KN)	33	49	-50%	-16	
M <sub>Rd</sub> (KN,cm)	8.634	8.305	4%	329	

## Tabela 3

Parâmetros envolvidos no cálculo da área de PRFC necessária ao reforço

	Resultados pelo (as):		Diference percentual	
Parâmetro	ACI 440.2R:2014	Formulações compiladas	<ul><li>– Dilerença percentuar</li><li>(%)</li></ul>	Diferença absoluta
x (cm)	7,26	8,42	-16%	-1,17
ε <sub>c</sub> (‰)	1,89	2,27	-20%	-0,37
ε <sub>cs</sub> (‰)	10,00	10,00	0%	0,00
ε' <sub>s</sub> (‰)	0,74	1,08	-46%	-0,34
ε <sub>b</sub> (‰)	11,16	11,19	0%	-0,04
ε <sub>bi</sub> (‰)	1,34	1,28	5%	0,07
ε <sub>fe</sub> (‰)	9,81	9,92	-1%	-0,10
F <sub>cd</sub> (KN)	198	162	18%	36
F <sub>sd</sub> (KN)	203	196	3%	7
F' <sub>sd</sub> (KN)	53	90	-70%	-37
F <sub>fe</sub> (KN)	64	67	-5%	-3
A <sub>fc</sub> (cm²)	0,32	0,33	-4%	-0,01

É importante que seja verificado se a deformação da fibra de carbono é inferior à admissível, ou seja, se  $\varepsilon_{fe} < \varepsilon_{fu,d}$ . Em seguida, é



## Figura 6

Posicionamento do reforço com PRFC - vista superior



#### Figura 7

Posicionamento do reforço com PRFC - vista inferior

necessário verificar se a tensão atuante na fibra carbono é inferior à admissível, ou seja, se  $f_{fe} < f_{fud}$ .

A Tabela 2 apresenta uma comparação entre parâmetros envolvidos no cálculo do momento resistente inicial da viga, tanto pela ACI 440.2R:2014 [1] quanto através das formulações compiladas apresentadas neste trabalho.

A Tabela 3 a seguir apresenta uma comparação entre parâmetros envolvidos no cálculo da área de PRFC necessária ao reforço.

## 4. Apresentação da viga de referência e dimensionamento do reforço

Foi utilizada a versão 16 do software ANSYS para a avaliação da viga de referência do estudo de caso. Na modelagem, foram definidos três tipos de elementos discretos: para representar o concreto, adotou-se o elemento SOLID 65; para representar as armaduras, o elemento BEAM 188; e, para representar o PRFC, o elemento SHELL 181, tudo conforme apresentado em [8]. Em síntese, o BEAM 188 é um elemento unidimensional que se baseia na teoria de vigas de Timoshenko, a qual leva em consideração as deformações da seção transversal provocadas pelos esforços cisalhantes do elemento. Esse elemento é linear, possuindo 2 nós com 6 graus



Figura 8 Vista das armaduras dos elementos modelados na ligação viga-pilar





Vista dos elementos modelados na ligação viga-pilar



## Figura 10

Pontos de fissura e esmagamento do concreto no instante da ruptura (1º Modelo) e no instante do incremento final de carregamento (2° Modelo) de liberdade cada (três translações em x, y e z, e três rotações em x, y e z). O SOLID 65 é um elemento utilizado para modelagem tridimensional de sólidos com ou sem barras de reforço. O elemento é composto por 8 nós com três graus de liberdade cada (translações em x, y e z). O SHELL 181 tem capacidade de representar a flexão e o comportamento de membrana de um determinado material. É permitido o lançamento de cargas normais e no plano deste elemento. Este elemento possui 4 nós onde em cada nó existem 6 graus de liberdade cada (três translações e três rotações).

Estudos similares foram realizados por Bandeira [9]. No entanto, no trabalho desse autor só foram modeladas as armaduras longitudinais da viga. Uma grande contribuição desse artigo é a consideração mais aproximada da situação real da viga, ou seja, considerando os estribos e a ligação da viga com os pilares.

Foi considerada uma perfeita integração entre os materiais (concreto-aço ou concreto-fibra), não sendo introduzida na modelagem nenhuma zona de transição na região de ligação, como, por exemplo, a resina existente na ligação entre o concreto e o PRFC. Dessa



Figura 11

Vista detalhada das regiões A e B

forma, foi imposto na modelagem que não há a ruptura por descolagem do PRFC ou por desplacamento do cobrimento de concreto. Vale ressaltar que o objetivo deste trabalho não é apresentar as formulações utilizadas no software ANSYS, assim como a metodologia aplicada através do Método dos Elementos Finitos.

A Figura 6 ilustra o posicionamento do reforço com PRFC utilizado para a flexão na face superior da viga e para o cisalhamento nas faces laterais da viga.

Observa-se que o reforço à flexão na face superior da viga foi disposto apenas na parte do trecho onde a viga está submetida à tração. Neste exemplo, adotou-se o comprimento da faixa de reforço superior como 1/4 do vão entre pilares.

Para que houvesse uma representação real do comportamento da estrutura, foi posicionado o reforço também na face inferior da viga, no trecho onde as seções transversais encontram-se tracionadas. A disposição do PRFC foi feita entre 1/4 e 3/4 do vão, conforme apresentado na Figura 7.

As armaduras, representadas no ANSYS pelo BEAM 188, estão ilustradas na Figura 8.

A Figura 9 ilustra a modelagem de todos os elementos na ligação viga-pilar. Nessa figura foi ocultada uma parte do concreto para possibilitar a visualização das armaduras.

Para evitar a instabilidade lateral do pórtico, foi restringido o deslocamento na direção ortogonal ao eixo da viga em todos os elementos dos pilares. Definiu-se também que os pilares estão totalmente engastados em sua base, de forma que foram impedidas



## Figura 12

Deformações no concreto na seção de momento máximo quaisquer translações ou rotações nestes pontos.



Figura 13 Deformações no aço na seção de momento máximo

Foram simulados dois modelos, conforme descritos a seguir:

1º Modelo: Viga sem reforço com PRFC;

2º Modelo: Viga reforçada com PRFC.

Nos dois modelos, a geometria dos elementos, o detalhe das armaduras e as propriedades dos materiais foram mantidas. O carregamento empregado nos dois modelos já contempla o aumento da sobrecarga.

No software ANSYS, o carregamento é aplicado gradativamente à estrutura até que seja atingido o limite de ruptura de algum dos elementos finitos. Buscou-se, desta forma, verificar, para cada modelo analisado, as tensões e a deformações de cada material na seção de momento máximo. O objetivo é comparar estes valores obtidos numericamente com aqueles obtidos a partir das formulações analíticas.

Observou-se que o 1º Modelo (viga sem reforço com PRFC) não suportou o carregamento total imposto, rompendo com aproximadamente 67% da carga total, o que corresponde aproximadamente à carga inicial utilizada para o dimensionamento das armaduras da estrutura concebida inicialmente. O 2º Modelo suportou o carregamento total imposto, não entrando em ruptura em virtude do reforço à flexão.



Figura 14 Deformações no PRFC na seção de momento máximo



Figura 15 Tensões no concreto na seção de momento máximo



## Figura 16

Tensões no aço na seção de momento máximo



## Figura 17

Tensões no PRFC na seção de momento máximo

A ruptura do Modelo 1 se deu em função do esmagamento do concreto nas regiões próximas ao apoio, conforme ilustrado na Figura 10.

As regiões em vermelho representam os pontos de fissuras ("*cra-cks*") na região tracionada e esmagamento do concreto ("*crushing*") na região comprimida. As regiões A e B identificadas na Figura 10 está detalhada, para cada modelo, na Figura 11.

Para o Modelo 1, onde não houve reforço à flexão, observa-se que na região tracionada existem aberturas de fissuras que comprovam que a resistência à tração na flexão do concreto foi atingida. Ainda para este modelo, observa-se que o esmagamento do concreto na zona comprimida está excessivamente alto.

No entanto, para o Modelo 2, onde houve reforço à flexão, as aberturas de fissuras existentes são significativamente menores e totalmente aceitáveis em uma estrutura de concreto armado. Observa-se, nesse caso, que o concreto esmagado se limita aproximadamente à região de cobrimento das armaduras.

Para a seção de momento máximo, a viga apresenta as deformações no concreto ilustradas na Figura 12, as deformações no aço ilustradas na Figura 13, as deformações no PRFC ilustradas na Figura 14, as tensões no concreto ilustradas na Figura 15, as tensões no aço ilustradas na Figura 16 e as tensões no PRFC ilustradas na Figura 17. Era esperado que o 1º Modelo rompesse antes de atingir o carregamento máximo. Portanto, para verificar se a modelagem numérica está em conformidade com as formulações analíticas, este mesmo modelo foi rodado novamente, no entanto, com o carregamento previsto inicialmente para o dimensionamento da estrutura de concreto armado. Observou-se que a estrutura suportou o carregamento máximo, implicando que a carga de ruptura das formulações numéricas estão em conformidade com o previsto pelas prescrições analíticas.

## 5. Discussão dos resultados

Nesta seção são apresentadas as discussões sobre os dimensionamentos e a modelagem computacional apresentadas anteriormente.

Os valores das forças obtidas através das formulações embasadas na NBR 6118:2014 [2] já são valores de cálculo. Contudo, os correspondentes valores calculados pela ACI 440.2R:2008 [1] são valores característicos. Desse modo, para possibilitar a comparação, as forças características provenientes da formulação americana foram multiplicadas pelo coeficiente de redução Ø.

Observa-se que, apesar de existir uma grande variação entre as forças e deformações calculadas, a capacidade resistente inicial da peça é bem próxima para ambas as normas (diferença de aproximadamente 4%), conforme mostrado na Tabela 2.

Obviamente, pelo fato das duas normas empregarem diferentes fatores de minoração para a resistência dos materiais, pode-se esperar que diferentes resultados sejam encontrados para as forças e deformações calculadas. Tal diferença foi mais evidenciada para o aço localizado na zona comprimida, onde a diferença foi de 29% para a deformação e de 50% para a força resistente. Contudo, observa-se que a diferença absoluta não é tão considerável (0,13‰ para deformações e 16KN para a força). O que se vê é que a profundidade da linha neutra é maior quando consideradas as prescrições da NBR 6118:2014 [2]. Isso se deve ao fato de que os coeficientes de segurança utilizados pela norma brasileira para minorar as resistências (1,4 para o concreto e 1,15 para o aço) são inferiores aos apresentados pela ACI 318:2014 [10]. Numericamente, se os coeficientes da NBR 6118:2014 [2] obedecessem aos padrões americanos (onde deve-se multiplicar o coeficiente de segurança pela resistência e não dividir), eles seriam 1 / 1.4 = 0.71 para o concreto e 1 / 1.15 = 0.87 para o aço. Observa--se que ambos os valores são inferiores ao coeficiente  $\emptyset$  = 0.9 definido pela norma americana tanto para o aço quanto para o concreto. Como a NBR 6118:2014 [2] minora a resistência do concreto mais do que a resistência do aço, certamente, para que haja equilíbrio na seção, a área de concreto comprimida deverá ser maior no dimensionamento feito através dessa norma do que quando feito pela norma americana. Consequentemente, há uma tendência de aumento na altura da linha neutra para a norma brasileira em relação à norma americana. A posição da linha neutra é quem define as deformações dos materiais e, consequentemente, a sua força resistente.

Observa-se também, na Tabela 3, que existe uma grande variação entre os valores de forças e deformações calculadas para os parâmetros envolvidos no cálculo da área de PRFC necessária ao reforço. No entanto, as áreas de PRFC determinadas por ambas as normas são bem próximas (diferença de apenas 0,01cm<sup>2</sup>).

No dimensionamento do reforço, a profundidade da linha neutra

calculada seguindo as recomendações da NBR 6118:2014 [2] continua maior do que a calculada seguindo as prescrições da ACI 440.2R:2008 [1]. Isso se justifica da mesma forma, pois se os coeficientes de segurança da norma brasileira são mais conservadores, é esperado que no dimensionamento realizado através desta norma seja necessária uma maior área de concreto comprimido para equilibrar a seção.

Durante a modelagem numérica no software ANSYS, foram observados alguns conceitos que levaram a questionamentos sobre as hipóteses de dimensionamento definidas a partir das formulações analíticas.

É importante mencionar que a modelagem no ANSYS é feita de forma não linear, física e geométrica. O material do concreto é representado pelo elemento SOLID 65, associado com a equação constitutiva definida em WILLAM e WARNKE [10], p.174. Esta lei de material tem o objetivo de representar o comportamento físico do concreto, estabelecendo um critério de resistência para o mesmo. Este critério leva em consideração a máxima tensão de tração estabelecida nas normas, neste caso pela NBR6118:2014 [2], que é definida por 0,3.  $\sqrt[3]{f_{ck}^2}$ . Além disso, leva em consideração a máxima tensão de compressão, definida por 0,85.f<sub>cd</sub>. Isso implica que, quando a tensão de tração ou compressão do concreto atingir o limite máximo, haverá a ruptura do material.

É importante mencionar que o programa ANSYS é baseado na formulação do Método dos Elementos Finitos, e portanto, não consegue obter convergência em suas análises quando a matriz de rigidez não é suficiente para suportar os esforços. Nesse caso, a perda da resistência da matriz de rigidez está associada à fissuração (tração) e ao esmagamento do concreto (compressão). Esta é uma das limitações do modelo numérico proposto neste trabalho. No dimensionamento das armaduras no Estado Limite Último (ELU) previsto pela NBR6118:2014 [2], subentende-se que a armadura esteja em escoamento, atingindo as suas tensões máximas com toda a sua capacidade resistente, desprezando-se completamente a resistência do concreto na zona tracionada. No entanto, pela formulação numérica, parte da tensão de tração é absorvida pelo concreto, de forma que a tensão resistente nas armaduras é aliviada.

A norma brasileira não avalia a peça de uma forma global, avaliando apenas a capacidade resistente das seções mais solicitadas. Quando as armaduras atingem a tensão de cálculo de 435MPa (no caso do aço CA50), ou seja, quando estiverem em regime de escoamento, a região tracionada da peça já apresenta uma abertura excessiva de fissuras. Isso não consegue ser representado no modelo físico utilizado no ANSYS, já que o programa entende que a peça entrou em ruptura, pois com a fissuração excessiva do material, não há convergência para se obter uma solução numérica.

As formulações analíticas levam a resultados de falhas semelhantes àqueles esperados pela modelagem numérica, uma vez que o carregamento suportado por esta modelagem é bem semelhante àquele utilizado no dimensionamento. Isso é comprovado quando analisado o 1º Modelo, onde a estrutura rompeu com aproximadamente 67% da carga na situação onde não havia reforço. Quando rodado o mesmo modelo para o carregamento inicial (carregamento utilizado quando do dimensionamento), este já suportou a carga total. O elemento SHELL 181 representou bem o comportamento do PRFC. É importante mencionar que o material foi definido como ortotrópico, pois as suas propriedades físicas na direção longitudinal (no sentido das fibras) são diferentes daquelas definidas para a direção transversal.

Os valores de tensões e deformações na seção de momento máximo são diferentes quando comparada a teoria analítica com a modelagem numérica. Considerando que as formulações analíticas são feitas para a fase última de ruptura do elemento, pode--se dizer que o modelo numérico representa melhor a situação da estrutura em utilização, respeitando as máximas aberturas de fissuras e tensões admissíveis de tração e compressão, já que a peça é avaliada de uma forma global, considerando-se a perda gradativa da capacidade resistente de cada elemento em função do incremento de cargas.

O Modelo 1 analisado rompe quando é atingida a tensão de tração do concreto e a abertura de fissuras está excessiva. Como consequência, há uma redução da linha neutra e o esmagamento da região comprimida. Nessa situação, o ANSYS considera que a estrutura entra em colapso. Diferentemente, a NBR6118:2014 [2] apresenta na formulação analítica a imposição de que a resistência à tração do concreto deve ser desprezada. Sabe-se, no entanto, que o concreto desta região trabalha até que seja atingido o seu limite de resistência à tração, momento no qual a peça começa a fissurar. O que a NBR6118:2014 [2] faz é controlar o limite da abertura destas fissuras a partir de uma análise em Estado Limite de Serviço.

## 6. Conclusões

De acordo com os dimensionamentos realizados, com a análise computacional e com as discussões sobre os resultados, pode-se chegar a algumas conclusões com relação ao dimensionamento do reforço de vigas de concreto armado com PRFC, conforme apresentado a seguir.

Como esperado, os dimensionamentos realizados a partir das prescrições do ACI 440.2R:2008 [1] fornecem resultados diferentes daqueles obtidos a partir das formulações adaptadas considerando os conceitos da NBR 6118:2014 [2]. No dimensionamento do reforço à flexão, a diferença entre as áreas de PRFC obtidas se deram, em grande parte, devido à variação entre os coeficientes empregados por ambas as normas. O ACI 440.2R:2008 [1] utiliza fatores de minoração das resistências diferentes do que os aplicados pela NBR 6118:2014 [2], de forma que, pela norma americana, os materiais resistem mais do que o permitido pela norma brasileira. Com isso, o dimensionamento realizado pela norma brasileira fornece resultados mais conservadores, gerando áreas de reforço necessárias ligeiramente superiores àquelas obtidas através do dimensionamento pelo ACI 440.2R:2018 [1].

Para a NBR 6118:2014 [2], a deformação última do concreto (particularmente para os concretos de classe C20 a C50) tem um valor de 3,5‰ enquanto que pelo ACI 440.2R:2008 [1] essa deformação tem um valor de 3‰. Isso faz com que a capacidade resistente do concreto seja maior pela norma brasileira, uma vez que a tensão no concreto é uma função da sua deformação. Assim, a profundidade da linha neutra poderia ser menor pela norma brasileira. No entanto, isto não acontece, pois, a influência provocada

pelos fatores de segurança utilizados por ambas as normas é mais significativa. Sendo os fatores de segurança da NBR 6118:2014 [2] mais conservadores, a tensão resistente do concreto acaba sendo menor por esta norma. Por esta razão, a área de concreto comprimida precisa ser maior, fazendo com que a linha neutra, consequentemente, tenha uma profundidade maior.

Contudo, apesar das discrepâncias abordadas anteriormente, observa-se que as formulações embasadas nos princípios da NBR 6118:2014 [2] apresentaram resultados satisfatórios em virtude da proximidade dos resultados encontrados em ambas as normas, tanto para o momento resistente inicial da peça de concreto armado quanto para a área de PRFC necessária para o reforço. Portanto, conclui-se que as formulações geradas a partir da compilação entre as prescrições do ACI 440.2R:2008 [1] com a prescrições da NBR 6118:2014 [2] geraram resultados satisfatórios no que diz respeito ao dimensionamento do reforço à flexão.

O programa ANSYS é baseado na formulação do Método dos Elementos Finitos, e portanto, não consegue obter convergência em suas análises quando a matriz de rigidez não é suficiente para suportar os esforços. Desta forma, quando a tensão de tração ou compressão do concreto atinge o limite máximo determinado, haverá a ruptura do material. Com a fissuração excessiva do material, não há convergência para se obter uma solução numérica. Nesta situação, o ANSYS considera que a estrutura entra em colapso.

Assim, pode-se concluir ainda que a modelagem numérica realizada nesse trabalho representou bem o comportamento da estrutura, pois as cargas de ruptura foram aproximadamente iguais àquelas esperadas pelas formulações analíticas. No entanto, avaliando apenas a seção de momento máximo, observou-se que as forças e deformações apresentadas pelo modelo numérico são significativamente diferentes daquelas apresentadas pelo modelo analítico.

## 7. Referências bibliográficas

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 440.2R Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. - Farmington Hills, 2008.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. - Rio de Janeiro, 2014.
- [3] SILVA, A. S. C. Análise de vigas de concreto armado reforçadas à flexão e ao cisalhamento com fibras de carbono: Análiseteórica e computacional. – Dissertação (Mestrado Acadêmico) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, 2016.
- [4] FERRARI, V. J.; PADARATZ, I. J.; LORIGGIO, D. D. Reforço à flexão em vigas de concretoarmado com manta e fibras de carbono: mecanismos e sistemas de ancoragem - XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, 2002.
- [5] MACHADO, A. P., Reforço de Estruturas de ConcretoArmado com Fibra de Carbono - Ed.PINI, São Paulo, 2002.
- [6] BANDEIRA, A. A. Análise de problemas de contato com atrito em 3D. - Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia

de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2001.

- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Rio de Janeiro, 1980.
- [8] ANSYS, Mechanical APDL Theory Reference, Canonsburg, 2013.
- [9] BANDEIRA, A. A. Theoretical, computational and experimental analysis of concrete structures reinforced with carbon fiber. -Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008), Zurich, Switzerland, 2008.
- [10] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 Building code requirements for reinforced concrete. - Farmington Hills, 2014.
- [11] WILLAM, K.J.; WARNKE, E. D. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete - Proceedings, Internacional Association for Bridge and Structural En



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

## **Study of epoxy composites and sisal fibers as reinforcement of reinforced concrete structure**

## Estudo da viabilidade da utilização de compósitos epóxi e fibras de sisal como reforço de estruturas de concreto armado

H. M. FRANCKLIN <sup>a</sup> <u>henriquefrancklin@gmail.com</u> https://orcid.org/0000-0002-1416-7800

L. A. C. MOTTA a lacastromotta@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-1597-2297

J. CUNHA a jecunha@ufu.br https://orcid.org/0000-0001-5981-1906

A. C. SANTOS a acds.pir@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-9019-4571

M. V. LANDIM a mateusvazlandim@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-4801-6699

## Abstract

The application of structural reinforcement has presented a significant growth in the present days. The development of new materials for this purpose has aroused the interest of many researchers. The present work aim evaluate the production and application of polymers reinforced with vegetable fibers (PRFVeg) for reinforcement of reinforced concrete structures. An experimental program was developed using composites with 50%, 60% and 70% fibers volume content. The composites's tensile mechanical properties were evaluated in order to choose the fiber content with better mechanical performance. Epoxy matrix and sisal fibers were adopted in the production of PRFVeg. The reinforcement design was performed by numerical simulation using the finite element method. The reinforced epoxy (PRFC) composites commonly used as reinforcement of reinforced to carbon fiber reinforced epoxy (PRFC) composites commonly used as reinforcement of reinforced to the beams without polymer reinforcement.

Keywords: structural reinforcement, polymers reinforced with carbon fibers, polymers reinforced with sisal fibres.

## Resumo

A aplicação de reforço estrutural tem apresentado crescimento significativo nos dias atuais. O desenvolvimento de novos materiais para tal finalidade tem despertado o interesse de muitos pesquisadores. O presente trabalho teve por objetivo avaliar a viabilidade técnica da produção e aplicação de polímeros reforçados com fibras vegetais (PRFVeg) para reforço de estruturas de concreto armado. Desenvolveu-se um programa experimental onde compósitos com teores de aproximadamente 50%, 60% e 70% em volume de fibras foram produzidos. As propriedades mecânicas à tração foram determinadas para avaliar o teor de fibras com melhor desempenho mecânico. Matriz epóxi e fibras vegetais de sisal foram adotadas na produção dos PRFVeg. O dimensionamento do reforço foi realizado mediante simulação numérica, utilizando o método dos elementos finitos. As vigas reforçadas foram submetidas a ensaio de flexão, em 3 pontos, até a ruptura e o desempenho mecânico do material produzido foi comparado com compósitos de matriz epóxi reforçada com fibras de carbono (PRFC), usados no mercado como reforço de estruturas de concreto armado. Os resultados obtidos mostraram que os PRFVeg apresentam desempenho similar aos já consagrados compósitos com fibras de carbono, obtendo incremento de carga de até 62%, em relação as vigas sem reforço.

Palavras-chave: reforço estrutural, polímeros reforçados com fibras de carbono, polímeros reforçados com fibras de sisal.

Received: 02 Mar 2017 • Accepted: 27 Jun 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

Federal University of Uberlândia, College of Civil Engineering, Uberlândia-MG, Brasil.

## 1. Introduction

The civil engineering industry has as a challenge to renovate the infrastructures meeting great economic restrictions. Some great effort from the scientific community was observed in the material development and methodologies to such purpose. From the environmental and economic point of view, it is preferable to rehabilitate a structure than demolishing and rebuilding it, especially constructions that are part of the historical heritage. The use of structural reinforcement became a promising way to increase the load capacity of the structures and extend their service life.

There was a number of factors related to the need of reinforcing the reinforced concrete structures, errors may be mentioned in the project and execution phases, aggressive environments and changes in the application load [2]. The structural reinforcement may be adopted to restore and increase the resistant capacity of the structures. The use of techniques based on the gluing of polymer composites reinforced with fibers (CFRP) in the reinforcement of reinforced concrete structures has attracted the attention of many researchers, mainly due to its advantages, among them the great relationship strength/weight of the materials, resistance to corrosion, facility and quickness in the application [3 and 4]. The researches were directed to the development of materials with high mechanical properties, light, simple and which cause few effects in architecture.

The carbon fiber reinforced polymers (CFRP) are considered the most modern and the appropriate alternative to the reinforcement of reinforced concrete beams, mainly for presenting great mechanical performance, resistance to corrosion, lightness, high tensile strength and high stiffness [5]. The high cost of the material can be balanced by the gain in the execution time, in the workforce cost and in the time decrease of the service interruption of the structure during the recovery work [6]. However, despite the advantages and good results reported, researches point that in most part of the cases the rupture of the reinforced elements is premature [7]. This kind of ruin is extremely undesirable since it occurs without warn-

ing and anticipates the collapse of the reinforced beam, making impossible the full utilization of high composites strength with carbon fibers in the system [4, 7].

The premature failures in reinforced beams with FRP occur mainly due to interface high tensions, being themselves normal or shearing. Recent studies showed that premature failures due to unsticking may be minimized when the anchorage is efficient and carefully projected [8, 9]. Significant strength increments may be reached only if the premature ruin modes are avoided.

Recent papers suggest the use of new fiber-matrix combinations to CFRP development with application in structural reinforcement, in order to reduce the high costs of reinforcement systems commonly used. In recent years, the use of composite materials reinforced with natural fibers has considerably increased in the civil industry section [10]. Properties from these composites may be adapted to many types of applications, from the fiber choice, using different matrices and additives, and performing fiber treatments [11].

The search for alternative materials which enable the substitution of synthetic fibers to natural fibers present social and economic advantages, reducing costs, environmental impact and energy consumption [12]. Vegetable fibers present themselves as a sustainable alternative, which enable the economy development from isolated regions, representing an important source of income to local populations [13].

The performance of composites of vegetable fibers is directly related to the content of cellulose and decrease of the spiral angle related to the fiber axis [14], type of matrix, geometry and fibers guidance [15]. The usage of thermoplastic and thermoset matrices in the development of the composites reinforced by natural fibers has considerably increased in recent years [10].

Sisal fiber is a vegetable fiber from cellulose withdrawn from the leaves of *Agave sisalana* plant, native from Mexico [16]. Brazil is one of the greatest producers of the plant and it cultivates those fibers in Northeast hinterlands in semi-arid regions, for the facility of the plant to adapt itself to dry regions [17]. Sisal fibers present adequate mechanical properties to the production of CFRP with application in civil industry [18, 19]. Its usage in the production of



a) Sisal fiber



b) Sisal fabric

Figure 1 Fibers and sisal fabrics

## Table 1

Mass of resin and sisal fabrics

Content of fibers in volume (%)	Mass of fiber (g)	Mass of resin (g)
50%	90.60	68.96
60%	108.72	55.17
70%	126.84	41.37

the composites with thermoplastic matrices [20, 21] and thermoset [22, 23] was extensively studied. This study aims to produce and characterize composites of epoxy resin reinforced with fibers and sisal fabric in high contents and to investigate its application in the reinforcement to the bending of reinforced concrete beams.

## 2. Experimental design/program

The experimental program was divided in two phases. First, composites with contents of approximately 50%, 60% and 70% of vegetable fibers were produced. After the production, a characterization of their mechanical properties was performed and those with better results were selected to further application as a reinforcement of reinforced concrete beams. In parallel to the experimental program, numerical simulations were performed, using the Finite Element Method, in order to dimension the vegetable reinforcement in the beam to reach similar performance to CFRP. In the second phase, reinforced concrete beams were produced and reinforced with composites produced in studies and carbon laminates, to evaluation and comparison to the bending performance.

# 2.1 Materials to the production of vegetable composites: Phase – 1

The composites were produced with matrix to epoxy resin and to the reinforcement fibers and fabrics with sisal yarns were analyzed. Fibers and yarns were distributed in the composites in a continuous and aligned way in only one direction (Figure 1), since the alignment of fibers/yarns in the direction of active efforts in the composites optimizes their mechanical performance.

The fabrics were produced with twisted yarns, where the warps were manufactured with cotton yarns and wefts with sisal yarns with diameter of 2 mm (Figure 1b). Various layers were produced with fibers and sisal fabrics so that each layer was overlaid until they reached the mass of fibers/fabrics necessary to the content of each composite. The specific mass of fibers was determined by Helium pycnometer, resulting in 1,511 g/cm<sup>3</sup>.

Epoxy resin was selected by presenting excellent mechanical properties, good compatibility, and little contraction during its cure and adherence with vegetable fibers, in addition to establish comparative basis with carbon fibers with the same matrix. Resin is constituted by a resulting system from the reaction of epichlorohydrin with bisphenol A, modified with aliphatic reactive extensors and the stiffener based on modified polyamine, produced by Silaex® Química Ltda. The proportion of the adopted mixture, between resin and stiffener, was of 100:15 parts in mass, in order to guarantee time to work sufficient to the preparation of the composed. The specific mass of resin with this proportion resulted in 1,15 g/ cm<sup>3</sup> [25]. Table 1 presents the compositions of the composites, with different contents of fibers.

## 2.2 Production and test of vegetable composites

The fibers/fabrics were dried in ovens, in in a temperature of  $60\pm5^{\circ}$ C, for 24 hours. The composites were prepared by compression in environment temperature (25°C±5°C), using metal molds with internal dimensions of 19,5 cm x 20,5 cm x 2,5 cm, and a hydraulic vise.

Part of the homogenous mixture of resin and stiffener was placed in the mold and later a fiber layer, performing the manual thickening. This procedure was repeated alternating in resin and fiber layers until it reached the composite content of fibers. When this phase was over, the mold was closed and put in the hydraulic vise and the necessary force was applied until the composite reach 3mm thickness. The composite was left in the vise for 24 hours and the healing process lasted 48 hours (Figure 2).

After the unmolding, 9 test specimens were cut, in the fibers orientation direction, in a ROUTER laser machine. The samples were cut in the dimensions recommended by ASTM D638:2012 [26]. Figures 3 and 4 have presented the composites produced for tensile tests.

The samples were submitted to tension test, in a Universal Testing Machine, Instron, model 5982, with load cell of 100 kN, following ASTM D3039:2014 [27] recommendations. The tension force was



Figure 2 Stages of the preparation of the composites





a) Molded plate

b) Test specimens

## Figure 3

## Composite of epoxy resin reinforced with sisal fibers

applied with 2mm/min speed until the composite rupture. To the deformation measurement, an Instron extensometer was used, with capacity of maximum elongation of 25mm. From the tension test there was obtained: modulus of elasticity, tensile strength and maximum deformation in the rupture of every composite.

#### 2.3 Tests of carbon composites

To obtain elastic properties from carbon laminate, used as reinforcement, tensile tests were performed in test specimens following ASTM D3039:2014 [27] recommendations. Five samples were prepared with 250 mm length and 15 mm width. To avoid damages to the test specimens in the region of the applied force by the claws of the test machine, tabs were glued in the end of the samples, manufactured with their own laminate, with 56 mm length. The samples were submitted to tensile test following the same procedures performed to the vegetable composites (Figure 5).

## 2.4 Numerical simulation

In order to pre-design the vegetable reinforcement to obtain



a) Molded plate

b) Test specimens

## Figure 4

Composite of epoxy resin reinforced with sisal fabrics





a) Test specimens



## Figure 5

Tensile test from carbon composites

mechanical performance similar to CFRP reinforcement, a reinforced concrete beam was shaped, twice backed, with gaps between supports of 45 cm and reinforced with a CFRP layer. CFRP range was positioned in the middle of the bottom surface of the beam, region where all the normal tension stresses are bigger, being the reinforcement the form of a 5 cm x 40 c track. The model was submitted to a vertical load of 50 kN distributed over the central cross section. In Figure 6 it is illustrated the reference beam to comparison with the beam reinforced with VegFRP. In modeling each reinforced beam element, an ANSYS® biphasic tridimensional element was adopted, being the BEAM 188 element to the rebar and the SOLID 185 element to the concrete and reinforcement (CFRP and VegFRP). In Table 2 the properties used to modeling of the reinforced beam with CFRP are presented. In Figure 7 the distribution of tensions in the beam without effort and in the reinforced one with CFRP was presented. When the rupture load from the beam with CFRP reinforcement was obtained, the load was transferred to the reinforced numerical model with VegFRP, determining the necessary thickness to reach



## Figure 6 Molding of bi-supported beam reinforced with CFRP

## Study of epoxy composites and sisal fibers as reinforcement of reinforced concrete structure

## Table 2

Properties used in the modeling of the beam reinforced with CFRP

Properties	Description	Value
Ø	Diameters of the bars	5 mm
b <sub>w</sub>	Width of the beam session	15 cm
h	Height of the beam session	15 cm
С	Length of the beam	50 cm
W	Width of CFRP track	5 cm
е	Thickness of the CFRP layers	1.2 mm
Es	Modulus of elasticity of steel	21,000 kN/cm <sup>2</sup>
E <sub>con</sub>	Modulus of elasticity of concrete	2,380 kN/cm <sup>2</sup>
E <sub>f</sub>	Modulus of elasticity of CFRP	16,681.5 kN/cm <sup>2</sup>
vs	Poisson coefficient from steel	0.3
v <sub>c</sub>	Poisson coefficient from concrete	0.2
$v_{\rm f}$	Poisson coefficient from CFRP	0.27
f <sub>ck</sub>	Characteristic compressive strength of concrete	2.5 kN/cm <sup>2</sup>

structural performance similar to CFRP. The necessary thickness from VegFRP obtained in the simulation was 5,5 mm. The sisal composite adopted to reinforcement has 70% of fibers, which presented better properties to tensile, with 35,80 GPa modulus of elasticity. The Possion's Coefficient adopted to VegFRP was the same used to the carbon laminate. In Table 3 the obtained results in the simulation of the bending of the beams without effort and with two types of studied reinforcements are presented.

## Table 4

Description of testes groups in the second phase of the study

Table 3
---------

Results from different modeling from the reinforcement in the combat to bending moment

	Reinforcement thickness (cm)	Ter (kN)	nsile (cm²)
Without		Тор	0.84247
reinforcement	-	Bottom	0.91684
With reinforcement	0 1 0 7	Тор	0.81957
-68% carbon fibers	0.127	Bottom	0.83921
With reinforcement	0.55	Тор	0.81945
-70% sisal fibers	0.55	Bottom	0.83977

# 2.5 Performance evaluation of composites as reinforcement: Phase - 2

This phase of the study had the aim of evaluating the performance of composites as structural reinforcement, by the increment values of load capacity of the beams, when subjected to bending. For this purpose, 13 reinforced concrete beams were produced in 15 cm x 50 cm dimensions divided in 3 groups. The so-called "control" groups, which are the beams without reinforcement, RC group, which are the reinforced beams with CFRP and RS group, which are the beams reinforced with VegFRP with better mechanical performance found in phase 1 from this study (Table 4).

The beams were designed so that they had bending rupture with excessive plastic deformation of the rebar. 5,0 mm diameter bars were adopted to longitudinal rebar, corresponding to a rate of 0,17%. The transversal rebar was constituted by steel bars of 5,00 mm diameter, spaced in each

Group		Deinfereement	Dimensions of the beams		
Gloup	CF (Bedili)	Reinforcement	b (cm)	h (cm)	l (cm)
Control	1, 2 and 3	Without reinforcement			
RC	4, 5, 6, 7 and 8	Carbon	15	15	15
RS	9, 10, 11, 12 and 13	Sisal			



## Figure 7

Normal tensile before (a) and after (b) the reinforcement gluing (kN/cm<sup>2</sup>)

## Table 5

Results from the tensile tests of the steel bars used in the beams' rebar

Diameter (mm)	Tensile of average drainage (F <sub>y</sub> ) (MPa)	Tensile of average disruption (F,) (MPa)
5	788.57	828.63

## Table 6

Results of the tensile tests to compression and modulus of elasticity of concrete

Age (days)	Tensile to average compression (MPa)	Modulus of elasticity – average (GPa)
7	27.8 (2.29)	32.12 (5.85)
144	48.01 (4.09)	44.98 (1.71)

7,30 cm, being dimensioned to avoid beam rupture by shearing. Tensile tests in the steel bars used in the beams were done, obeying ABNT NBR 7480:2007 [28] specifications. The obtained results are indicated in Table 5, and Figure 8 presents the beam's rebar in detail.

Concrete production was done in laboratory, mixing the materials mechanically in a concrete mixer, with capacity of 320 liters. The trace used was to obtain compression strength of 25 MPa to 28 days, having as proportion in 1:2,3:3:0,48 dry mass and cement consumption of 367 Kg/m<sup>3</sup>. It was used 0,8% (related to cement mass) of superplastificizer addictive to obtain rebate of 170 mm.



## Figure 8

Detail of the beams' rebar

Besides the beams, cylindrical test specimens were molded, with 10 cm x 20 cm dimensions, to the characterization of the compression strength (NBR 5739:2007 [29]) and concrete modulus of elasticity (ABNT NBR 8522:2008 [30]), tests in the ages of 28 days and on the date of the beams tests. Table 6 presents the obtained results in the concrete tests. Vegetable reinforcement was produced in the same methodology described in item 2.2, to the content of 70% of sisal fibers. The molded plate presented approximately 21,0 cm width and 40,5 cm length and later it was cut into four test specimens with dimensions of 5 cm x 40 cm. The composite thickness was determined according to numerical simulations, as explained in item 2.4, adopting a thickness of approximately 0,55 cm. Table 7 presents the composition of



## a) Molded plate

## Figure 9

Polymers reinforced with 70% sisal fibers (SFRP)

## Table 7

Composition of the materials from vegetable reinforcement

Plate	Thickness (cm)	Volume (cm³)	Composite mass (g)	Dry fiber mass (g)	Resin mass (g)	Specific mass (g/cm³)	Final content of fibers in volume (%)
01	0.56	478.19	702.70	531.60	171.10	1.47	74%
02	0.57	479.61	707.20	529.48	177.72	1.47	73%



b) Reinforcement ready to gluing on the beams

materials used in the production of vegetal reinforcement and Figure 9 presents the molded plate and the composites ready for gluing on the beams.

## Table 8

Physical and mechanical properties from the carbon laminate provided by the manufacturer

Properties	Values
Base	Carbon fibers in epoxy matrix
Color	Black
Content of fibers in volume	> 68%
Density	1.6 g/cm <sup>3</sup>
Resistance to temperature	> 100 °C
Width	50 mm
Thickness	1.2 mm
Transverse section	60 mm²
Modulus of elasticity	165,000 MPa
Tensile strength	2,400 MPa
Tensile strength in disruption	3,100 MPa
Deformation	> 1.7%

## Table 9

Properties of strength to average compression of epoxy adhesive

Age (days)	Strength to average compression (MPa)
7	61.48 (10.42)





a) CFRP

b) SFRP

Figure 10 Reinforcements glued on the beams

Carbon reinforcement was Sika® CarboDur® S 512 type. The laminate is unindirectionally reinforced with carbon fibers, presenting 1,2 mm thickness and 50 mm width. The same ones were cut with 40 cm length and later cleaned with acetone, so that the application in the beams would be done. Table 8 presents the physical and mechanical properties of CFRP.

To the gluing of reinforcement in the beams, the concrete surface was prepared with the withdrawal of the most external layer, with the use of electrical grinder, until the full-grown households were exposed and all the extension of the beam was leveled.

After that, reinforcement in the beams was applied, using an adhesive based on epoxy resin, mixed in the proportion of three parts of the epoxy formulation to one part of catalytic. Figure 10 presents reinforced beams. To verify the mechanical properties of epoxy adhesive, compression tests were performed in three cylindrical test specimens, with 5 cm x 10 cm dimensions, to the age of 7 days. Table 9 presents the obtained results to the epoxy adhesive tests.

The bending tests were done following the recommendation described



Figure 11 Scheme of bending test from the beams



Figure 12 Schematic representation of "YOKE" device in the beam

by ABNT NBR 12142:2010 [31], being three-point bending type. Application of the force was gradual and uniform, avoiding shocks, in a way that the increase of the tension on the beam was understood in 0,9 MPa/min to 1,2 MPa/min interval. The test pattern is represented in Figure 11.

With the purpose of a better comprehension of the structural element behavior under analysis, electrical extensometers were glued to the tensioned longitudinal rebar, in the central region, in order to measure the deformations of the rebar. LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) type transducers were also used to measure the displacement in the middle of the beam span. To position LVDT in the beam, YOKE system was applied. This device is characterized by being a template, constituted by a group of pins and metallic plates. The holders of YOKE device were put on the choppers, so that there was not rotation. LDVT was fixed on YOKE device, positioned in the average height of every lateral face of the beam, so that the same one could measure its displacements in the middle of the span, not having restrictions. Figure 12 shows the schematic representation of the details from YOKE device holders. During tests performances, the data capture of strength was registered by data acquisition system from Instron itself, with load cells of 100 kN, and to the deflection monitoring and rebar specific deformations, the data were registered by an acquisition system using a HBM equipment connected to the laptop.

## 3. Results and discussions

# 3.1 Analysis from vegetable composites results – Phase - 1

With the rise of fiber contents in the matrix, it was observed an



#### Figure 13

Modulus of elasticity from composites with sisal fibers and yarns



#### Figure 14

Tensile strength from composites with sisal fibers and yarns

#### Study of epoxy composites and sisal fibers as reinforcement of reinforced concrete structure



## Figure 15

Maximum deformation from composites with sisal fibers and yarns

#### Table 10

Mechanical properties obtained in the tensile tests from CFRPr

Modulus of elasticity (GPa)	Tensile strength (MPa)	Maximum deformation (%)
166.82	2,464.48	3.85
(20.11)	(285.99)	(0.41)

increase in the modulus of elasticity and tensile strength of composites. Except to the reinforced ones with sisal fabrics, which there had a reduction of their properties, from content of 60% to modulus of elasticity and 50% to their tensile strength and maximum deformation in the rupture (Figure 13, Figure 14 and Figure 15).

It is believed that this happened due to the sisal threads have

high diameters, with much lower specific surface compared to sisal fibers (to the same content), which resulted in the decrease of contact surface between resin and reinforcement, harming its adherence to the matrix and thus the composite performance. By the graphic in Figure 13, it is observed that the optimum content to sisal threads is 60%.

So, the composite which best presented mechanical performance was the one with 70% content in sisal fibers volume, presenting maximum values obtained in the tests of 35,80 GPa and 208,97 MPa, to modulus of elasticity and tensile strength, respectively. Therefore, this was the composite used to tests as reinforcement to bending in reinforced concrete beams.

Comparing the results of mechanical properties from sisal composites to the results of research similar performed by Silva et al. [32], the obtained values in this study reveal a better performance. The









VRef-3

#### Figure 16 Disruption modulus from reference beams

maximum values found by the author mentioned to the modulus of elasticity and tensile strength were of 25,59 GPa and 181,20 MPa respectively, obtained to the content of 70% in fiber volumes, being values below the obtained results in this study. The improvement of the mechanical properties occurred, mainly, by the fact of the enhancement of fiber alignment and production of composites, considering that the fibers used were themselves.

#### 3.2 Composites reinforced with carbon fibers

Table 10 presents the average results obtained in the tensile tests of carbon composites. The values of standard deviation were presented in brackets. It was observed that the obtained results ratify the results informed by the manufacturer (Table 8).

3.3 Analysis of the results from reinforced beams: Phase – 2

#### 3.3.1 Mode of ruin in the beams

The reference beams (Vref) presented ruptures by drainage of the rebar moved by tension without crushing of the compressed concrete, being compatible to domain 2, in which the beams were designed, according to the ones presented in Figure 16.

The beams reinforced with carbon composites presented displacement of the reinforcement previously to the rupture. This happened due to the bending and shear intermediate cracks that spread towards the reinforcement edge, causing high tangential tensions and stress in the interface, which exceeded the resistance of the



## Figure 17

Disruption modulus from beams reinforced with CFRP referring RC group

weaker element that conducted to the separation of the reinforcement of the beam. Only RC-3 beam presented a rupture by shearing, for being reached its maximum capacity to the shearing before the failure for bending. Figure 17 presents the modes of ruin in the beams from RC group.

Many studies found in literature alerted about the existence of modes in fragile ruins from the connection reinforcement-concrete in the reinforcement of beams, mainly when it is opted to use CFRP [4, 5, 33, 34]. The emergence of a fragile ruin observed in this study indicated that there was not the full use of properties tensile strength of the carbon laminate.

The tested beams from RS group, one of the beams was broken by reinforcement displacement and the rest suffered rupture in the layer of covered concrete between the rebar and the reinforcement. This happened due to high stresses in the interface that originated cracks in the end or next to the end of the reinforcement.



## Figure 18

Disruption modulus from beams reinforced with SFRP referring RS group

Fr Fr	F,	Mode of	Increments (%)		
Group	(kN)	(kN)	disruption	F <sub>f</sub>	F,
Control	27.84 (3.09)	42.20 (2.02)	Excessive deformation of the rebar	-	_
RC	28.92 (3.94)	64.71 (6.80)	Disbonding of the reinforcement	3.88	53.34
RS	29.18 (2.31)	68.23 (6.31)	Posting from the layer of the covering of the rebar	4.81	61.68

 Table 11

 Efforts and mode of disruption from prismatic beams

These cracks spread in an inclined form until they reached the rebar level, horizontally advancing through themselves, occurring the separation of the parts between concrete and rebar. Figure 18 presents the modes of ruins in the beams of RS group.

#### 3.3.2 Efforts generated in the beams

The influence of CFRP e VegFRP reinforcements from beams can be observed through the analysis of Table 11 and in the established comparisons in Figure 19. This table presents the average values of strength from first crack (Ff) and rupture of the beams (Fr), the standard deviation values are exposed in brackets.

According to it was seen in the chart of Figure 19, it can be determined that with the presence of reinforcement to bending there had little increase in the strength of first crack. Analyzing the groups of reinforced beams, it is noted that there were similar behaviors to both types of reinforcements. The average increases verified related to beams without reinforcement were 3,88% and 4,91% to the reinforcement with CFRP and VegFRP, respectively.

The presence of the reinforcement to bending in the reinforced concrete beams have promoted a considerable increase in the rupture strength, highlighting RS group, which obtained load addition of 61,68%, related to the reference beams. With the CFRP effort the increase of last load was 53,34%.

Ferrari [35] performed tests similar to the present research, producing reinforced concrete beams of 15 cm x 15 cm x 75 cm dimensions and later he reinforced them with CFRP quilts, submitting the same ones to three-point bending test. To the rupture strength of the beams, it was observed an average percentage increase related to the beams without reinforcement of 56,11%, being this value close to the one obtained in this research.

Figure 20 presents the average curves experimentally obtained by strength x vertical displacement, in the middle of the span, to the reinforced beams and the beams without reinforcement. It is verified that the presence of the reinforcement in the reinforced concrete beams, besides providing increase of the rupture force, it resulted in gain in the section stiffness. It is evident the increase of the beams stiffness after the appearance of the first crack in the concrete.

It is still noted that a greater extension in the end stretch of the curve from the reinforced beams with VegFRP, signaling that these reinforcement were more requested than the ones reinforced with carbon fibers. It is observed the addition of 100% in the strength after the rebar drainage to the beams with reinforcement, while to the beams without reinforcement this addition reached approximately 48%.

It is still possible to observe in Figure 20 that the ascending branches from the curves regarding the beams reinforced with VegFRP, showing greater initial stiffness compared to the beams reinforced with CFRP. This can be caused due to the modulus of elasticity from the epoxy adhesive being next to the concrete and VegFRP. Thus such reinforcements have better absorbed the deformations created in the beams initially than the carbon reinforcements, in which seems to occur a kind of "slip" between the composites of high modulus and the structure, for the greater deformation of the adhesive, compared to reinforcement.



#### Figure 19

Comparison from disruption strengths and fissuration of the tested beams



#### Figure 20

Strength x average displacement diagram, obtained to the beams of reinforced concrete reinforced to bending with CFRP and VegFRP

#### Table 12

Comparative of the average arrows to loading equal 90% of disruption load from the reference beams

Beams	Arrow (mm)	Comparative (%)
V <sub>Ref.</sub>	1.07	100
RC	0.27	25
RS	0.24	22

A comparison between the average vertical displacements of the beams was done, in the middle of the span, when the same ones were submitted to a load equal 90% of the rupture strength, reference group (Vref). The test data in that moment are presented in Table 12. The values show that the reinforced beams, with both composites, obtained lower displacements than the reference beams, considering a same load applied, which confirms that the reinforcement was effective. Analyzing the groups of reinforced beams, it is noted that the RC beams arrows were of 25% from the VRef beams arrows. The displacement of RS beams present value corresponding to 22% of the reference beams arrows, submitted to the same load. This shows that the behavior of both reinforced beams was similar, confirming the authenticity of the results obtained by numerical simulation.



#### Figure 21

Strength x Rebar deformation diagram, obtained to the beams of reinforced concrete reinforce to bending with CFRP and VegFRP

#### Table 13

Analysis of the variance among  $V_{\text{Ref.}}$  RC and RS

So, the innovation proposed in this study, which is to reinforce reinforced concrete beams to bending by gluing from these composite materials of epoxy resin with sisal fibers, is not only efficient in terms of load capacity, but also in terms of stiffness, having the advantages of being a natural material, renewable, with low cost and energy consumption to its production.

#### 3.3.3 Specific deformations in the rebar

Figure 21 presents an evolution in the structural behavior of all beams, related to the strength x average deformation of the longitudinal tensioned rebars. From the analysis of the diagrams, it is possible to comment the following.

It was not possible to read the deformation in the moment of the beams rupture, by the fact that cracking occurred in the region where the extensioneters were located, damaging the same ones in the moments preceding the rupture.

Comparing the behavior of the reference beams to the reinforced beams, it is noted that the strengths corresponding to the deformations in the longitudinal tensioned rebars were greater in the reinforced beams than in the reference beams. This chart shows that the reinforcements absorb a part of the applied stresses, relieving the stresses in the substrate, permitting to the system to absorb greater requests.

Comparing the behavior of different reinforcements, it is noted similar performance among them, though the vegetable composites present, as a general rule, higher strengths absorbed by the structure, than the carbon composites to a given deformation in the rebar.

# 3.3.4 Analysis of the influence of reinforcements on the rupture load by ANOVA

An analysis of ANOVA-variance was performed in the obtained results in terms of rupture strength of the studied beams. In Table 13, the statistic results obtained among all the tested series were presented.

There was evidence that the reinforcement influenced the rupture load, since F obtained was greater than Fcitrus and also P-value was lower than 0,05. Although the tested beams were broken by shearing, stiffness from the reinforced part may have influenced in

Variance source	SQ	gl	MQ	F	P-value	F critical
Among groups	1,390.282	2	695.1413	19.74504	3.3682E-04	4.1028
In the groups	352.0588	10	35.20588	-	-	-
Total	1742,341	12	-	-	-	-

SQ is the sum of squares of all deviations related to the average of all the observations (among and inside the samples); gl is the degree of liberty; MQ is the mean square (among and inside the samples).

variance among samples

 $F = \frac{V_{\text{ariance inside the samples}}}{\text{variance inside the samples}}$ 

P-value is the probability of the null hypothesis being true. It was adopted the level of significance from 0.05 test.

F critical is the calculated value due to the level of significance and

the degrees of liberty from the variance among and inside the samples.

# Table 14Analysis of the variance between RC and RS

Variance source	ରେ	gl	MQ	F	P-value	F critical
Among groups	30.976	1	30.976	0.720656	0.420604	5.317655
In the groups	343.8646	8	42.98308	-	-	-
Total	374.8406	9	-	-	-	-

the tension distribution mechanisms, permitting the variations of the verified loads.

An analysis of ANOVA-variance was also performed to check if there was influence in the rupture load among the reinforced series. In Table 14, the obtained statistic results among the reinforced beams were presented.

It is noted that there was no significant difference among the different types of reinforcement, since F obtained was lower than Fcitrus. Thus, the reinforcement with vegetable fibers composites presented similar performance to the already renowned carbon fiber composites.

## 4. Conclusions

The present study aimed to evaluate the viability in the use of VegFRP in substitution of carbon fiber composites to bending reinforcement in reinforced concrete beams, with the development of three main steps:

The first step was to obtain experimentally the elastic properties from the carbon composites 68% and sisal with contents of 50%, 60% and 70%, in fiber volumes, in order to analyze their behavior as structural reinforcement. To the composites with sisal fibers, it was observed that as long as the content of fibers in the composites increased, it occurred rise in the modulus of elasticity and tensile strength.

The obtained results to the composites with sisal fabrics presented additions in the modulus of elasticity until the fraction of 60%, having reduction of this property to the content of 70%, indicating that, to the reinforcement with this aspect ratio, the optimum content would be between 50% and 60%. The drop of this result occurred by the fact that the transversal session of the wires are big, in the order of 2mm, lacking resin and harming the stresses transferences to the reinforcement, compromising the properties of tensile strength and modulus of elasticity to higher contents.

Among the diverse fiber contents and fabrics studied, the composite with 70% of sisal fabrics presented better mechanical performance, reporting modulus of elasticity in the order of 36 GPa, being this one used as a reinforcement in reinforced concrete beams. On the second step, a numerical analysis from the reinforced structures was made, using the computational program ANSYS<sup>®</sup>, to compare the efficiency of the polymer composites of vegetable and carbon fibers, in which the vegetable composites have demanded a thickness of 5,5 mm to reach mechanical performance similar to CFRP.

With numerical simulation, a structural analysis was made by Finite Element Method to evaluate the structure behavior under conditions of fixed requests. Specific criteria of sizing were not considered, which was not necessary in this step of the study and predimensioning of the material. Finally, it was opted to use, as a main quantification, parameter of the quantification from the behavior of the beams in ultimate limit state, which is the normal stress in the bottom and top faces of the concrete. Since the limit state of use analyzed, which is the arrow, presents few changes when it is added and when it changes the reinforcement.

The work was completed with an experimental study of the reinforced beams, comparing the effect of two types of reinforcements (carbon and sisal) in reinforced concrete beams. Analyzing the data of tested beams, the experimental results have shown that:

The composite with sisal fibers signaled to be more efficient than the reinforcement with carbon fibers, in terms of stiffness in the first moments of loading. It is believed that, with the modulus of elasticity from the epoxy adhesive close to concrete and from the vegetable reinforcement; both have contributed to better absorption of the reinforcements initially generated in the beams than the carbon reinforcements.

The influence of type of reinforcement fiber from the beams was not significant regarding load improvement, rupture and cracking modulus, once the reinforcements from the beams were designed to promote the same load improvements. The higher rupture strength between reinforced beams was to the reinforcement with sisal fibers with improvement of the load capacity of 61,68% related to the reference beams.

The rupture modulus from the reinforced beams were fragile, involving the rupture of the beams by the reinforcement deployment. The comparative analysis from the obtained results permit to conclude that the epoxy matrix composites with sisal fibers are viable to reinforce reinforced concrete structures, presenting similar performance to the renowned composites reinforced with carbon fibers (CFRP).

## 5. Acknowledgements

The authors would like to thank CAPES by the grant conferred to EMMIG-Estruturas Metálicas Minas Gerais by the supply of metallic plates to the production of the mold of vegetable reinforcement.

## 6. Bibliography

- DIMANDE, A. O. Influência da interface no reforço à flexão de estruturas de betão com sistemas FRP, Porto, 2003, Tese (mestrado) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 254p.
- [2] DONG, J.; WANG, Q.; GUAN, Z. Structural behaviour of RC beams with external flexural and flexural–shear strengthening by FRP sheets. Composites Part B: Engineering, v. 44, n. 1, 2013; p. 604-612.
- [3] AL-AMERY, R.; AL-MAHAIDI, R. Coupled flexural–shear retrofitting of RC beams using CFRP straps. Composite Structures, v. 75, n. 1-4, 2006; p. 457-464.

- [4] FERRARI, V. J.; HANAI, J. B. Flexural strengthening of reinforced concrete beams with carbon fibers reinforced polymer (CFRP) sheet bonded to a transition layer of high performance cement-based composite. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 5, 2012; p. 596-626.
- [5] FERRARI, V. J.; PADARATZ, I. J.; LORIGGIO, D. D. Reforço à flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem. Acta Scientiarum. Technology, v. 24, 2002; p. 1783-1791.
- [6] TENG, J. G.; CHEN, J. F.; SMITH, S. T.; LAM, L. FRP: strengthened RC structures. Frontiers in Physics. 2002; p. 266.
- [7] MENEGHETTI, L. C.; FILHO, L. C. P. S.; GARCEZ, M. R. Verificação da possibilidade de variação das fibras formadoras do compósito nos sistemas PRF aplicados no reforço à flexão de vigas de concreto armado. Ciência & Engenharia, v. 16, n. 1/2, 2007; p. 107-114.
- [8] CERONI, F. Experimental performances of RC beams strengthened with FRP materials. Construction and Building Materials, v. 24, n. 9, 2010; p. 1547-1559.
- [9] WENWEI, W.; GUO, L. Experimental study and analysis of RC beams strengthened with CFRP laminates under sustaining load. International Journal of Solids and Structures, v. 43, n. 6, 2006; p. 1372-1387.
- [10] PEREIRA, P. H. F.; ROSA, M. F.; CIOFFI, M. O. H.; BENINI, K. C. C. C.; MILANESE, A. C.; VOORWALD, H. J. C.; MULI-NARI, D. R. Vegetal fibers in polymeric composites: a review. Polímeros, v. 25, n. 1, 2015; p. 9-22.
- [11] KU, H.; WANG, H.; PATTARACHAIYAKOOP, N.; TRADA, M. Review on the tensile properties of natural fiber reinforced polymer composites. Composites Part B: Engineering. v. 42, n. 4, 2011; p. 856-873.
- [12] LIMA, B. S.; PEREIRA, F. M.; LENZ, D. M.; VERNEY, J. C. K. Influência da fibra de curauá em compósitos cimentícios: verificação da resistência à flexão e da resistência à compressão. Revista de Iniciação Científica da ULBRA, v. 1, n. 9, 2011.
- [13] MONTEIRO, S. N.; LOPES, F. P. D.; FERREIRA, A. S.; NAS-CIMENTO, D. C. O. Natural-fiber polymer-matrix composites: cheaper, tougher, and environmentally friendly. JOM Journal of the Minerals, Metals and Materials Society, v. 61, n. 1, 2009; p. 17-22.
- [14] SMOLE, M. S.; HRIBERNIK, S.; KLEINSCHEK, K. S.; KREŽE, T. Plant fibres for textile and technical applications. Advances in agrophysical research, v. 10, 2013; p. 52372.
- [15] MATTHEWS, F. L.; RAWLINGS, R. D. Composite materials: engineering and science. Elsevier. 1999.
- [16] JACOB, M.; THOMAS, S.; VARUGHESE, K. T. Novel woven sisal fabric reinforced natural rubber composites: tensile and swelling characteristics. Journal of composite materials, v. 40, n. 16, 2006; p. 1471-1485.
- [17] LACERDA, M. R. B.; PASSOS, M. A. A.; RODRIGUES, J. J. V.; BARRETO, L. P. Características físicas e químicas de substratos à base de pó de coco e resíduo de sisal para produção de mudas de sabiá (Mimosa caesalpiniaefolia Benth). Revista Árvore, v. 30, 2006; p. 163-170.
- [18] MOTTA, L. A. C.; AGOPYAN, V. Caracterização de fibras curtas empregadas na construção civil. Boletim técnico da

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Escola Politécnica-Departamento de Engenharia de Construção Civil-USP, São Paulo, 2007.

- [19] MOTTA, L. A. C.; GONÇALVES, L. K. S.; SILVA, M. R.; CUNHA, J.; DANTAS, M. E. Painéis sanduíches de poliéster reforçado com fibras de rami para aplicação na Construção Civil. Matéria (Rio de Janeiro), v. 21, 2016; p. 796-806.
- [20] KAEWKUK, S.; SUTAPUN, W.; JARUKUMJORN, K. Effects of interfacial modification and fiber content on physical properties of sisal fiber/polypropylene composites. Composites Part B: Engineering, v. 45, n. 1, 2013; p. 544-549.
- [21] ANTICH, P.; VÁZQUEZ, A; MONDRAGON, I.; BERNAL, C. Mechanical behavior of high impact polystyrene reinforced with short sisal fibers. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, v. 37, n. 1, 2006; p. 139-150.
- [22] TRAGOONWICHIAN, S.; YANUMET, N.; ISHIDA, H. Effect of fiber surface modification on the mechanical properties of sisal fiber-reinforced benzoxazine/epoxy composites based on aliphatic diamine benzoxazine. Journal of applied polymer science, v. 106, n. 5, 2007; p. 2925-2935.
- [23] MOHAN, T. P.; KANNY, K. Water barrier properties of nanoclay filled sisal fibre reinforced epoxy composites. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, v. 42, n. 4, 2011; p. 385-393.
- [24] SOUSA, L. K. Produção e Caracterização Mecânica de Compósitos de Resina Poliuretana à Base de Óleo de Mamona e Fibras de Rami, Sisal e Bucha Vegetal, Uberlândia, 2013, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, 98 p.
- [25] SOARES, I. M. Produção e caracterização de compósitos de matriz epóxi reforçada com fibra de rami para fins de reforço estrutural, Uberlândia, 2012, Dissertação (Mestrado)
   - Universidade Federal de Uberlândia, 98 p.
- [26] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method For Tensile Properties of Plastics. -ASTM D638, Philadelphia, 2012.
- [27] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method For Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials. - ASTM D3039, Philadelphia, 2014.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado.
   - NBR 7480, Rio de Janeiro, 2007.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Ensaios de Compressão de corpos-de-prova cilíndricos. - NBR 5739, Rio de Janeiro: 2007.
- [30] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. - NBR 8522, Rio de Janeiro, 2008.
- [31] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação da resistência a tração na flexão de corpos de prova prismáticos. - NBR 12142, Rio de Janeiro, 2010.
- [32] SILVA, A. P. O.; QUARESMA, S. C.; MOTTA, L. A. C.; FRANCKLIN, H. M. Estudo das propriedades mecânicas de compósitos de matriz epóxi reforçada com fibras de sisal para reforço de estruturas de concreto. In: 13º Congresso Brasileiro de Polímeros, Natal, 2015.

- [33] FERRARI, J. V.; HANAI, J. B. Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a Substrato de transição constituído por compósito Cimentício de alto desempenho. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 11, n. 51, 2009; p. 37-56.
- [34] BEBER, A. J. Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono, Porto Alegre, 2003. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 317 p.
- [35] FERRARI, V. J. Reforço à flexão de vigas de concreto armado com mantas de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho. São Carlos, 2007. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 317 p.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

## **Study of epoxy composites and sisal fibers as reinforcement of reinforced concrete structure**

## Estudo da viabilidade da utilização de compósitos epóxi e fibras de sisal como reforço de estruturas de concreto armado

H. M. FRANCKLIN \* henriquefrancklin@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-1416-7800

L. A. C. MOTTA a lacastromotta@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-1597-2297

J. CUNHA a jecunha@ufu.br https://orcid.org/0000-0001-5981-1906

A. C. SANTOS a acds.pir@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-9019-4571

M. V. LANDIM a mateusvazlandim@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-4801-6699

## Abstract

The application of structural reinforcement has presented a significant growth in the present days. The development of new materials for this purpose has aroused the interest of many researchers. The present work aim evaluate the production and application of polymers reinforced with vegetable fibers (PRFVeg) for reinforcement of reinforced concrete structures. An experimental program was developed using composites with 50%, 60% and 70% fibers volume content. The composites's tensile mechanical properties were evaluated in order to choose the fiber content with better mechanical performance. Epoxy matrix and sisal fibers were adopted in the production of PRFVeg. The reinforcement design was performed by numerical simulation using the finite element method. The reinforced epoxy (PRFC) composites commonly used as reinforcement of reinforced to carbon fiber reinforced epoxy (PRFC) composites commonly used as reinforcement of reinforced to the beams without polymer reinforcement.

Keywords: structural reinforcement, polymers reinforced with carbon fibers, polymers reinforced with sisal fibres.

## Resumo

A aplicação de reforço estrutural tem apresentado crescimento significativo nos dias atuais. O desenvolvimento de novos materiais para tal finalidade tem despertado o interesse de muitos pesquisadores. O presente trabalho teve por objetivo avaliar a viabilidade técnica da produção e aplicação de polímeros reforçados com fibras vegetais (PRFVeg) para reforço de estruturas de concreto armado. Desenvolveu-se um programa experimental onde compósitos com teores de aproximadamente 50%, 60% e 70% em volume de fibras foram produzidos. As propriedades mecânicas à tração foram determinadas para avaliar o teor de fibras com melhor desempenho mecânico. Matriz epóxi e fibras vegetais de sisal foram adotadas na produção dos PRFVeg. O dimensionamento do reforço foi realizado mediante simulação numérica, utilizando o método dos elementos finitos. As vigas reforçadas foram submetidas a ensaio de flexão, em 3 pontos, até a ruptura e o desempenho mecânico do material produzido foi comparado com compósitos de matriz epóxi reforçada com fibras de carbono (PRFC), usados no mercado como reforço de estruturas de concreto armado. Os resultados obtidos mostraram que os PRFVeg apresentam desempenho similar aos já consagrados compósitos com fibras de carbono, obtendo incremento de carga de até 62%, em relação as vigas sem reforço.

Palavras-chave: reforço estrutural, polímeros reforçados com fibras de carbono, polímeros reforçados com fibras de sisal.

Received: 02 Mar 2017 • Accepted: 27 Jun 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

Federal University of Uberlândia, College of Civil Engineering, Uberlândia-MG, Brasil.

## 1. Introdução

A indústria da construção civil tem como desafio renovar as infraestruturas atendendo às grandes restrições econômicas. Têm sido observado um grande esforço da comunidade científica no desenvolvimento de materiais e metodologias para tal finalidade. Do ponto de vista ambiental e econômico é preferível reabilitar uma estrutura à proceder com sua demolição e reconstrução, especialmente edificações que fazem parte do patrimônio histórico [1]. A utilização de reforço estrutural tornou-se um caminho promissor para aumentar a capacidade de carga das estruturas e prolongar sua vida útil.

Há diversos fatores associados à necessidade de reforçar estruturas de concreto armado, podem ser citados erros na fase de projeto e execução, ambientes agressivos e mudanças na carga de utilização [2]. O reforço estrutural pode ser adotado para restaurar ou aumentar capacidade resistente de estruturas. A utilização de técnicas baseadas na colagem de compósitos poliméricos reforçados com fibras (CPRF) no reforço de estruturas de concreto têm atraído a atenção de muitos pesquisadores, principalmente devido suas vantagens, entre elas a elevada relação resistência/peso dos materiais, resistência à corrosão, facilidade e rapidez de aplicação [3, 4]. As pesquisas estão sendo direcionadas para o desenvolvimento de materiais com elevadas propriedades mecânicas, leves, simples e que causem poucos efeitos na arquitetura.

Os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) são considerados a alternativa mais moderna e apropriada para o reforço de vigas de concreto armado, principalmente por apresentarem alto desempenho mecânico, resistência à corrosão, leveza, alta resistência à tração e elevada rigidez [5]. O alto custo do material pode ser compensado pelo ganho no tempo de execução, no custo da mão-de-obra e na diminuição do tempo de interrupção de serviço da estrutura durante o trabalho de recuperação [6]. No entanto, apesar das vantagens e dos bons resultados reportados, pesquisas apontam que na maior parte dos casos a ruptura dos elementos reforçados é prematura [7]. Esse tipo de ruína é extremamente indesejável, pois ocorre sem aviso e antecipa o colapso da viga reforçada, impossibilitando o total aproveitamento da elevada resistência dos compósitos com fibras de carbono no sistema [4, 7].

As falhas prematuras em vigas reforçadas com PRF ocorrem principalmente devido as altas tensões na interface, sendo elas normais ou cisalhantes. Estudos recentes demonstraram que falhas prematuras devido à descolagem podem ser minimizadas quando a ancoragem é eficiente e cuidadosamente projetada [8, 9]. Incrementos significativos de resistência podem ser alcançados somente se os modos de ruína prematuros forem evitados [4].

Trabalhos recentes sugerem o uso de novas combinações fibramatriz para o desenvolvimento de CPRF com aplicação no reforço estrutural, com o intuito de reduzir os altos custos dos sistemas de reforço comumente utilizados. Nos últimos anos, a utilização de materiais compósitos reforçados com fibras naturais cresceu consideravelmente no setor da construção civil [10]. As propriedades destes compósitos podem ser adaptadas para vários tipos de aplicações, a partir da escolha da fibra, utilizando diferentes matrizes e aditivos, e efetuando tratamentos das fibras [11].

A busca por materiais alternativos que possibilitam a substituição das fibras sintéticas por fibras naturais apresenta vantagens sociais e econômicas, reduzindo o custo, impacto ambiental e o consumo de energia [12]. As fibras vegetais apresentam-se como uma alternativa sustentável que possibilita o desenvolvimento da economia de regiões isoladas, representando uma importante fonte de renda para as populações locais [13].

A performance dos compósitos de fibras vegetais está diretamente relacionada ao teor de celulose e a diminuição do ângulo espiral em relação ao eixo da fibra [14], tipo de matriz, geometria e orientação das fibras [15]. A utilização de matrizes termoplásticas e termofixas no desenvolvimento de compósitos reforçados por fibras naturais aumentou consideravelmente nos últimos anos [10].

A fibra de sisal é uma fibra vegetal de natureza celulósica retirada das folhas da planta *Agave sisalana* e nativa do México [16]. O Brasil é um dos maiores produtores e cultiva estas fibras nos sertões do nordeste em regiões semiáridas, pela facilidade da planta



a) Fibra de sisal



b) Tecido de sisal

**Figura 1** Fibras e tecidos de sisal

#### Tabela 1

Massa da resina e fibras/tecidos de sisal

Teor de fibras em volume (%)	Massa de fibra (g)	Massa de resina (g)
50%	90,60	68,96
60%	108,72	55,17
70%	126,84	41,37

em se adaptar a regiões secas [17]. As fibras de sisal apresentam propriedades mecânicas adequadas para produção de CPRF com aplicação na construção civil [18, 19]. Sua utilização na produção de compósitos com matrizes termoplásticas [20, 21] e termofixas [22, 23] têm sido extensivamente estudada. Este trabalho tem como objetivo produzir e caracterizar compósitos de resina epóxi reforçados com fibras e tecidos de sisal em elevados teores e investigar sua aplicação no reforço à flexão de vigas de concreto armado.

## 2. Programa experimental

O programa experimental foi dividido em duas fases. Primeiramente foram produzidos os compósitos com teores de aproximadamente 50%, 60% e 70% de fibras vegetais. Após a produção, foi realizada a caracterização de suas propriedades mecânicas e aqueles com melhores resultados foram selecionados para aplicação posterior como reforço de vigas de concreto armado. Em paralelo ao programa experimental foram realizadas simulações numéricas, utilizando o método dos elementos finitos, com o objetivo de dimensionar o reforço vegetal na viga para alcançar desempenho semelhante ao do PRFC. Na segunda fase foram produzidas vigas de concreto armado que foram reforçadas com os compósitos produzidos em estudo e com laminados de carbono, para avaliação e comparação do desempenho à flexão.

### 2.1 Materiais para produção dos compósitos vegetais: Fase - 1

Os compósitos foram produzidos com matriz a resina epóxi e para reforço foram analisadas fibras e tecidos com fios de sisal. As fibras e fios foram distribuídos nos compósitos de forma contínua e alinhada em uma única direção (Figura 1), visto que o alinhamento

das fibras/fios na direção dos esforços atuantes nos compósitos otimizam seu desempenho mecânico.

Os tecidos foram produzidos com fios torcidos, onde as urdiduras foram confeccionadas com fio de algodão e as tramas com fios de sisal com diâmetro de 2 mm (Figura 1b). Foram produzidas diversas camadas com as fibras e tecidos de sisal de modo que cada camada ficasse sobreposta até atingir a massa de fibras/tecidos necessária para o teor de cada compósito. A massa específica das fibras foi determinada por picnometria de gás hélio resultando em 1,511 g/cm<sup>3</sup>.

A resina epóxi foi selecionada por apresentar excelentes propriedades mecânicas, boa compatibilidade, pequena contração durante a cura e aderência com as fibras vegetais, além de estabelecer base comparativa com as fibras de carbono, com a mesma matriz. A resina é constituída por um sistema resultante da reação da epicloridrina com o bisfenol A, modificada com extensores reativos alifáticos e o endurecedor à base de poliamina modificado, produzidos pela Silaex® Química Ltda. A proporção de mistura adotada, entre resina e endurecedor, foi de 100:15 partes em massa, com o objetivo de garantir um tempo de trabalho suficiente para a preparação do composto. A massa específica da resina com essa proporção resultou em 1,15 g/cm<sup>3</sup> [25]. A Tabela 1 apresenta as composições dos compósitos, com diferentes teores de fibras.

#### 2.2 Produção e ensaio dos compósitos vegetais

As fibras/tecidos foram secos em estufa, a temperatura de  $60\pm5^{\circ}$ C, por 24 horas. Os compósitos foram preparados por compressão em temperatura ambiente (25°C±5°C), utilizando fôrmas metálicas com dimensões internas de 19,5 cm x 20,5 cm x 2,5 cm, e uma prensa hidraúlica.

Parte da mistura homogênia de resina e endurecedor foi colocada no molde e posteriormente uma camada de fibras, realizando-se o adensamento manual. Este procedimento foi repetido alternando em camadas de resina e fibras até atingir o teor de fibras do compósito. Finalizada esta etapa, o molde foi fechado e colocado na prensa hidráulica e aplicada a força necessária até o compósito atingir espessura de 3 mm. O compósito foi deixado na prensa por 24h e o processo de cura durou 48 horas (Figura 2).

Após a desfôrma, foram cortados 9 corpos de prova, no sentido da orientação das fibras, em uma máquina a laser marca ROUTER. As amostras foram cortadas nas dimensões recomendados pela



## Figura 2 Etapas da preparação dos compósitos





a) Placa moldada

b) Corpos de prova

## Figura 3

Compósito de resina epóxi reforçado com fibras de sisal

ASTM D638:2012 [26]. A Figura 3 e Figura 4 apresentam os compósitos produzidos para testes de tração.

As amostras foram submetidas ao ensaio de tração, em máquina universal de ensaios, da marca Instron, modelo 5982, com célula de carga de 100 kN, seguindo as recomendações da ASTM D3039:2014 [27]. A força de tração foi aplicada com velocidade de 2 mm/min até a ruptura do compósito. Para a medida da deformação, utilizou-se um extensômetro Instron, com capacidade de alongamento máximo de 25 mm. A partir do ensaio de tração foram obtidos: módulo de elasticidade, resistência à tração e deformação máxima na ruptura de cada compósito.

## 2.3 Ensaio dos compósitos de carbono

Para obtenção das propriedades elásticas do laminado de carbono, usado como reforço, foram realizados ensaios de tração em corpos de prova seguindo recomendações da ASTM D3039:2014 [27]. Foram preparadas cinco amostras com 250 mm de comprimento e 15 mm de largura. Para evitar danos dos corpos de prova na região de aplicação da força pelas garras da máquina de ensaio foram coladas pastilhas (*tabs*) nas extremidades das amostras, confeccionadas com o próprio laminado, com comprimento de 56 mm. As amostras foram submetidas ao ensaio à tração



a) Placa moldada

b) Corpos de prova

## Figura 4

Compósito de resina epóxi reforçado com tecidos de sisal


(a) Corpos de prova

## Ensaio à tração dos compósitos de carbono

seguindo os mesmos procedimentos realizados para os compósitos vegetais (Figura 5).

#### 2.4 Simulação numérica

Com o objetivo de predimensionar o reforço vegetal para obter desempenho mecânico semelhante ao reforço de PRFC, foi modelada uma viga de concreto armado, bi-apoiada, tendo vão entre apoios de 45 cm e reforçada com uma camada de PRFC. A faixa de PRFC foi posicionada no centro da superfície inferior da viga, região onde as tensões normais de tração por flexão são maiores, tendo o reforço o formato de uma faixa de 5 cm x 40 cm. O modelo foi submetido a um carregamento vertical de 50 kN distribuídos ao longo da sessão transversal central. Na Figura 6 é ilustrada a viga de referência para comparação com a viga reforçada com PRFVeg.

Na modelagem de cada elemento da viga reforçada adotou-se



(b) Configuração de ensaio

um elemento tridimensional básico do ANSYS<sup>®</sup>, sendo o elemento BEAM 188 para a armadura e o elemento SOLID 185 para o concreto e reforço (PRFC e PRFVeg). Na tabela 2 estão apresentadas as propriedades utilizadas para modelagem da viga reforçada com PRFC. Na Figura 7 é apresentada a distribuição das tensões na viga sem reforço e na reforçada com PRFC.

Obtida a carga de ruptura da viga com o reforço de PRFC, transferiu-se a carga para o modelo numérico reforçado com PRFVeg, determinando a espessura necessária para alcançar desempenho estrutural semelhante ao PRFC. A espessura necessária do PRFVeg obtida na simulação foi de 5,5 mm. O compósito de sisal adotado para reforço tem 70% de fibras, o qual apresentou melhores propriedades à tração, com módulo de elasticidade de 35,80 GPa. O coeficiente de Poisson adotado para o PRFVeg foi o mesmo utilizado para o laminado de carbono. Na Tabela 3 estão apresentados os resultados obtidos na simulação da flexão das vigas sem reforço e com os dois tipos de reforços estudados.



a) Condição de contorno e de carregamento



b) Detalhes da armadura e posição do reforço

## Figura 6

Modelagem de viga bi-apoiada reforçada com PRFC

## Tabela 2

## Propriedades utilizadas na modelagem da viga reforçada com PRFC

Propriedades	Descrição	Valor
Ø	Diâmetro das barras	5 mm
b <sub>w</sub>	Largura da seção da viga	15 cm
h	Altura da seção da viga	15 cm
С	Comprimento da viga	50 cm
W	Largura da faixa de PRFC	5 cm
е	Espessura da camadas de PRFC	1,2 mm
Es	Módulo de elasticidade do aço	21.000 kN/cm <sup>2</sup>
E <sub>con</sub>	Módulo de elasticidade do concreto	2.380 kN/cm <sup>2</sup>
E <sub>f</sub>	Módulo de elasticidade do PRFC	16.681,5 kN/cm <sup>2</sup>
v <sub>s</sub>	Coeficiente de Poisson do aço	0,3
v <sub>c</sub>	Coeficiente de Poisson do concreto	0,2
$v_{f}$	Coeficiente de Poisson do PRFC	0,27
f <sub>ck</sub>	Resistência característica do concreto à compressão	2,5 kN/cm <sup>2</sup>

# 2.5 Avaliação do desempenho dos compósitos como reforço: Fase - 2

Esta fase do trabalho teve como propósito avaliar o desempenho dos compósitos como reforço estrutural, pelos valores de incre-

## Tabela 4

Descrição dos grupos ensaiados na segunda fase do estudo

## Tabela 3

Resultados das diferentes modelagens do reforço no combate ao momento fletor

-	Espessura do reforço (cm)	Tensão (kN/cm²)		
Sem reforço		Superior	0,84247	
	-	Inferior	0,91684	
Com reforço-fibra	0 1 0 7	Superior	0,81957	
de carbono 68%	0,127	Inferior	0,83921	
Com reforço-fibra	0.55	Superior	0,81945	
de sisal 70%	0,55	Inferior	0,83977	

mento de capacidade de carga das vigas, quando sujeitas a flexão. Para tanto, foram produzidas 13 vigas de concreto armado nas dimensões de 15 cm x 15 cm x 50 cm divididas em 3 grupos. O grupo denominado "controle" são as vigas sem reforço, o grupo RC são as vigas reforçadas com PRFC e o grupo RS são as vigas reforçadas com PRFVeg com melhor desempenho mecânico encontrado na fase 1 deste trabalho (Tabela 4).

As vigas foram dimensionadas para que tivessem ruptura por flexão com deformação plástica excessiva da armadura. Foram adotadas barras de 5,0 mm de diâmetro para armadura longitudinal, correspondendo a uma taxa de 0,17%. A armadura transversal foi constituída por barras de aço de 5,0 mm de diâmetro, espaçadas a cada 7,30 cm, sendo dimensionada para evitar ruptura da viga por cisalhamento. Foram realizados ensaios de tração das barras de aço utilizadas nas vigas, obedecendo às especificações da ABNT NBR 7480:2007 [28]. Os resultados obtidos estão indicados na Tabela 5, e a Figura 8 apresenta o detalhamento da armadura na viga.

Crune		Deferee	Dimensões das vigas		
Grupo	CP (Viga)	Reiolço	b (cm)	h (cm)	l (cm)
Controle	1,2e3	Sem reforço			
RC	4, 5, 6, 7 e 8	Carbono	15	15	15
RS	9, 10, 11, 12 e 13	Sisal			



#### Figura 7

Tensões normais antes (a) e após (b) a colagem do reforço (kN/cm<sup>2</sup>)

## Tabela 5

Resultados dos ensaios de tração das barras de aço utilizadas na armação das vigas

Diâmetro (mm)	Tensão de escoamento média (F <sub>y</sub> ) (MPa)	Tensão de ruptura média (F,) (MPa)
5	788,57 (86,09)	828,63 (89,41)

## Tabela 6

Resultados dos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto

ldade (dias)	Resistência à compressão média (MPa)	Módulo de elasticidade - média (GPa)
7	27,8 (2,29)	32,12 (5,85)
144	48,01 (4,09)	44,98 (1,71)

A produção do concreto foi realizada em laboratório, misturando os materiais mecanicamente em uma betoneira, com capacidade de 320 litros. O traço utilizado foi para obter resistência à compressão média de 25 MPa aos 28 dias, tendo como proporção em massa seca 1:2,3:3:0,48 e um consumo de cimento de 367 Kg/m<sup>3</sup>. Foi utilizado 0,8% (em relação à massa de cimento) de aditivo superplastificante para obter abatimento de 170 mm.

Além das vigas foram moldados corpos-de-prova cilíndricos, com dimensões de 10 cm x 20 cm, para caracterização da resistência à compressão (NBR 5739:2007 [29]) e módulo de elasticidade do concreto (ABNT NBR 8522:2008 [30]), ensaiados nas idades de 28 dias e na data do ensaio das vigas. A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos nos ensaios do concreto.

O reforço vegetal foi produzido na mesma metodologia descrita no



## Figura 8 Detalhamento da armadura das vigas

item 2.2, para o teor de 70% de fibras de sisal. A placa moldada apresentava aproximadamente 21,0 cm de largura e 40,5 cm de comprimento e posteriormente foi cortada em quatro corpos de prova com dimensões de 5 cm x 40 cm. A espessura do compósito foi determinada segundo simulações numéricas, conforme explicado no item 2.4, adotando-se uma espessura de aproximadamente 0,55 cm. A Tabela 7 apresenta a composição dos materiais utilizados na produção do reforço vegetal e a Figura 9 apresenta a placa moldada e os compósitos prontos para colagem nas vigas. O reforço de carbono utilizado foi do tipo Sika® CarboDur® S 512. O laminado é reforçado unidirecionalmente com fibras de carbono, apresentando espessura de 1,2 mm e largura de 50 mm. Os mesmos foram cortados com comprimento de 40 cm e posteriormente limpos com acetona, para então ser realizada sua aplicação nas vigas. A Tabela 8 apresenta as propriedades físicas e mecânicas do PRFC. Para a colagem dos reforços nas vigas, a superfície do concreto foi preparada com a retirada da camada mais externa, com

o uso de uma esmerilhadeira elétrica, até que os agregados



## a) Placa moldada

## Figura 9

Polímeros reforçados com fibras de sisal 70% (PRFS)

## Tabela 7

Composição dos materiais do reforço vegetal



b) Reforço pronto para colagem nas vigas

Placa	Espessura (cm)	Volume (cm³)	Massa compósito (g)	Massa fibra seca (g)	Massa resina (g)	Massa específica (g/cm³)	Teor final de fibras em volume (%)
01	0,56	478,19	702,70	531,60	171,10	1,47	74%
02	0,57	479,61	707,20	529,48	177,72	1,47	73%

graúdos ficassem expostos e toda extensão da viga ficasse nivelada. Em seguida procedeu-se com aplicação dos reforços nas vigas, utilizado um adesivo à base de resina epóxi, misturado na proporção três partes da formulação epóxi para uma parte de catalizador. A Figura 10 apresenta as vigas reforçadas.

Para verificar as propriedades mecânicas do adesivo epóxi, foram re-

## Tabela 8

Propriedades físicas e mecânicas do laminado de carbono fornecidas pelo fabricante

Propriedades	Valores
Base	Fibras de carbono em matriz epóxi
Cor	Preta
Conteúdo de fibras em volume	> 68%
Densidade	1,6 g/cm <sup>3</sup>
Resistência à temperatura	> 100 °C
Largura	50 mm
Espessura	1,2 mm
Seção transversal	60 mm²
Módulo de elasticidade	165.000 MPa
Resistência à tração	2.400 MPa
Resistência à tração na ruptura	3.100 MPa
Deformação	> 1,7%

## Tabela 9

Propriedades de resistência à compressão média do adesivo epóxi

ldade (dias)	Resistência à compressão média (MPa)
7	61,48 (10,42)





a) PRFC

b) PRFS

Figura 10 Reforços colados nas vigas

alizados ensaios de compressão em três corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 5 cm x 10 cm, para a idade de 7 dias. A Tabela 9 apresenta os resultados obtidos para os ensaios do adesivo epóxi. O ensaio de flexão das vigas foi realizado seguindo-se as recomendações descritas pela ABNT NBR 12142:2010 [31], sendo do tipo três pontos (three Point bend). A aplicação da força foi de forma gradual e uniforme, evitando choques, de forma que o aumento da tensão sobre a viga ficou compreendido no intervalo de 0,9 MPa/min a 1,2 MPa/min. O padrão do ensaio está representado na Figura 11. Com a finalidade de melhor compreensão do comportamento do elemento estrutural sob análise foram colados extensômetros elétricos na armadura longitudinal de tração, na região central, a fim de medir as deformações na armadura. Também foram utilizados transdutores do tipo LVDT (Linear Variable Differencial Transformer), para medir o deslocamento no meio do vão da viga. Para posicionar o LVDT na viga foi empregado o sistema YOKE. Este dispositivo é caracterizado por ser um gabarito, constituído por um conjunto de pinos e chapas metálicas. Os suportes do dispositivo YOKE foram colocados sobre os cutelos, para que não houvesse rotação. O LVDT foi fixado no dispositivo YOKE, posicionado na meia altura em cada face lateral da viga, para que o mesmo pudesse mensurar seu deslocamento no meio do vão, não havendo restrições. A Figura 12 mostra a representação esquemática dos detalhes dos suportes do dispositivo YOKE.



Figura 11 Esquema de ensaio de flexão das vigas



Figura 12

Representação esquemática do dispositivo "YOKE" na viga

Durante a realização dos ensaios, a coleta de dados de força foi registrada por meio do sistema de aquisição de dados da própria Instron, com célula de carga de 100 kN, e para o monitoramento de deflexão e deformações específicas nas armaduras, os dados foram registrados por meio de um sistema de aquisição utilizando um equipamento da HBM conectado ao notebook.

## 3. Resultados e discussões

#### 3.1 Análise dos resultados dos compósitos vegetais: Fase - 1

Com o aumento do teor de fibras na matriz foi observado um aumento no módulo de elasticidade e resistência à tração dos compósitos, exceto para os reforçados com tecidos de sisal, que houve uma redução de suas propriedades a partir do teor de 60% para módulo de elasticidade e 50% para resistência à tração e deformação máxima na ruptura (Figura 13, Figura 14 e Figura 15).

Acredita-se que isto ocorreu pelo fato dos fios de sisal terem diâmetros elevados, com uma superfície específica muito menor comparado com as fibras de sisal (para o mesmo teor), o qual acarretou a diminuição da superfície de contato entre resina e reforço, prejudicando a sua aderência com a matriz e assim o desempenho do compósito. Pelo gráfico da Figura 13, observa-se que o teor ótimo para os fios de sisal é 60%.

Portanto, o compósito que apresentou melhor desempenho mecânico foi para o teor de 70%, em volume de fibras de sisal, apresentando valores máximos obtidos nos ensaios de 35,80 GPa e 308,97 MPa, para módulo de elasticidade e resistência à tração, respectivamente. Sendo assim, este foi o compósito



## Figura 13

Módulo de elasticidade dos compósitos com fibras e fios de sisal



## Figura 14

Resistência à tração dos compósitos com fibras e fios de sisal



Deformação máxima dos compósitos com fibras e fios de sisal

## Tabela 10

Propriedades mecânicas obtidas nos ensaios de tração do PRFC

Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Deformação máxima (%)
166,82	2,464,48	3,85
(20,11)	(285,99)	(0,41)

utilizado para testes como reforço à flexão em vigas de concreto armado.

Comparando os resultados das propriedades mecânicas dos compósitos de sisal com os resultados de pesquisa semelhante realizada por Silva et al. [32], os valores obtidos neste trabalho revelam um melhor desempenho. Os valores máximos encontrados pela autora citada para módulo de elasticidade e resistência à tração foram de 25,59 GPa e 181,20 MPa respectivamente, obtidos para o teor de 70%, em volume de fibras, sendo valores abaixo dos resultados obtidos neste trabalho. A melhora das propriedades mecânicas ocorreu, principalmente, pelo fato do aperfeiçoamento no alinhamento das fibras e produção dos compósitos, considerando que as fibras utilizadas foram as mesmas.

## 3.2 Compósitos reforçados com fibras de carbono

A Tabela 10 apresenta os resultados médios obtidos nos ensaios à tração dos compósitos de carbono. Entre parênteses estão apresentados os valores de desvios padrão. Observa-se que os resultados obtidos nos ensaios ratificam os resultados informados pelo fabricante (Tabela 8).





VRef-2



VRef-3

#### Figura 16 Modos de ruptura das vigas de referência

#### 3.3 Análise dos resultados das vigas reforçadas: Fase – 2

#### 3.3.1 Modo de ruina das vigas

As vigas de referência (Vref) apresentaram ruptura por escoamento da armadura tracionada sem esmagamento do concreto comprimido, sendo compatível com o domínio 2, no qual as vigas foram dimensionadas, conforme apresentado na Figura 16.

As vigas reforçadas com compósitos de carbono apresentaram descolamento do reforço previamente à ruptura. Isto ocorreu devido ao surgimento de fissuras intermediárias de flexão e cisalhamento que se propagaram em direção à extremidade do reforço, provocando altas tensões tangenciais e de tração na interface,

que excederam a resistência do elemento mais fraco, o qual conduziu à separação do reforço da viga. Apenas a viga RC-3 apresentou ruptura por cisalhamento, por ter alcançado sua capacidade máxima ao cisalhamento antes da falha por flexão. A Figura 17 apresenta os modos de ruína das vigas do grupo RC.

Muitos trabalhos encontrados na literatura alertam sobre a existência de modos de ruínas frágeis da ligação reforço-concreto no reforço de vigas, principalmente quando se opta pelo uso do PRFC [4, 5, 33, 34]. O surgimento de uma ruína frágil observado neste trabalho indicou que não houve o total aproveitamento das propriedades resistentes à tração do laminado de carbono.

As vigas ensaiadas do grupo RS, uma das vigas rompeu pelo descolamento do reforço e o restante sofreu ruptura na camada de cobrimento de concreto entre a armadura e o reforço. Isso ocorreu devido às altas



## Figura 17

Modo de ruptura das vigas reforçadas com PRFC referente ao grupo RC

tensões na interface que originaram fissuras no final ou próximo ao final do reforço. Essas fissuras se propagaram de forma inclinada até atingir o nível da armadura, progredindo horizontalmente ao longo da mesma, ocorrendo a separação das partes entre concreto e armadura. A Figura 18 apresenta os modos de ruína das vigas do grupo RS.

#### 3.3.2 Esforços gerados nas vigas

A influência dos reforços de PRFC e PRFVeg sobre o comportamento das vigas pode ser observada através da análise da Tabela 11 e das comparações estabelecidas na Figura 19. Esta tabela apresenta os valores médios da força de primeira fissura (Ff) e de ruptura das vigas (Fr), entre parêntese estão expostos os valores de desvios padrão. Conforme visto no gráfico da Figura 19, constata-se que com a presença do reforço à flexão houve pequeno aumento na força de primeira fissura. Analisando os grupos das vigas reforçadas, nota--se que houve comportamentos semelhantes para ambos os tipos de reforço. Os aumentos médios verificados em relação às vigas sem reforço foram de 3,88% e 4,81%, para reforço com PRFC e PRFVeg, respectivamente.

A presença do reforço à flexão nas vigas de concreto armado promoveu um aumento considerável na força de ruptura, destacando--se o grupo RS, que obteve acréscimo de carga de 61,68%, em relação às vigas de referência. Com o reforço de PRFC o aumento da carga última foi de 53,34%.

Ferrari [35] realizou ensaios semelhante à presente pesquisa, produzindo vigas de concreto armado nas dimensões de 15 cm x 15



## Figura 18

Modo de ruptura das vigas reforçadas com PRFS referentes ao grupo RS

Crune Fr Fr	Mada da runtura	Incrementos (%)			
Grupo	(kN)	(kN)		F <sub>f</sub>	F,
Controle	27,84 (3,09)	42,20 (2,02)	Deformação excessiva da armadura	-	-
RC	28,92 (3,94)	64,71 (6,80)	Descolamento do reforço	3,88	53,34
RS	29,18 (2,31)	68,23 (6,31)	Destacamento da camada de cobrimento da armadura	4,81	61,68

Tabela 11Esforços e modos de ruptura das vigas prismáticas

cm x 75 cm e posteriormente reforçou com mantas de PRFC, submetendo as mesmas ao ensaio à flexão, em três pontos. Para a força de ruptura das vigas, foi observado um aumento percentual médio em relação às vigas sem reforço de 56,11%, sendo valor bem próximo ao obtido nesta pesquisa.

A Figura 20 apresenta as curvas médias obtidas experimentalmente de força x deslocamento vertical, no meio do vão, para as vigas reforçadas e sem reforço. Verifica-se que a presença do reforço nas vigas de concreto armado, além de proporcionar elevação da força de ruptura, resultou em ganho na rigidez da seção. É evidente o aumento da rigidez das vigas após o aparecimento da primeira fissura no concreto.

Nota-se ainda uma maior extensão do trecho final da curva das vigas reforçadas com PRFVeg, sinalizando que estes reforços foram mais solicitados do que os reforços com fibras de carbono. Observa-se o acréscimo de 100% na força após o escoamento da armadura para as vigas com reforço, enquanto para as vigas sem reforço esse acréscimo atingiu aproximadamente 48%.

Ainda é possível observar na Figura 20 que os ramos ascendentes das curvas referentes às vigas reforçadas com PRFVeg, mostram maior rigidez inicial comparadas às vigas reforçadas com PRFC. Isto pode ter sido ocasionado devido ao módulo de elasticidade do adesivo epóxi ser próximo ao do concreto e dos PRFVeg, com isso tais reforços absorveram melhor as deformações geradas nas vigas inicialmente do que os reforços de carbono, em que parece ocorrer uma espécie de "escorregamento" entre os compósitos de elevado módulo e a estrutura, pela maior deformação do adesivo, comparado ao reforço.



## Figura 19

Comparação das forças de ruptura e fissuração das vigas ensaiadas

Fez-se um comparativo entre os deslocamentos verticais médios das vigas, no meio do vão, quando as mesmas foram submetidas a um carregamento igual a 90% da força de ruptura, do grupo de referência (VRef). Os dados de ensaio neste momento estão apresentados na Tabela 12.

Os valores mostram que as vigas reforçadas, com ambos os compósitos, obtiveram menores deslocamentos que as vigas de referência, considerando uma mesma carga aplicada, o que confirma que o reforço foi eficaz. Analisando os grupos das vigas reforçadas, nota-se que a flecha das vigas RC foi 25% da flecha das vigas VRef. O deslocamento das vigas RS apresentam valor correspondendo a 22% da flecha das vigas de referência, submetidas à mesma carga. Isto mostra que o comportamento de ambas as vigas reforçadas foi parecido, comfirmando a autenticidade dos resultados obtidos pela simulação numérica.

Portanto, a inovação proposta neste trabalho, que é reforçar vigas de concreto armado à flexão por meio da colagem destes materiais compósitos de resina epóxi com fibras de sisal, não somente é eficiente em termos de capacidade de carga, como também em termos de rigidez, tendo ainda as vantagens de ser um material natural, renovável, com baixo custo e consumo de energia para sua produção.

#### 3.3.3 Deformações específicas na armadura

A Figura 21 apresenta a evolução do comportamento estrutural



#### Figura 20

Diagrama força x deslocamento médio, obtidos para as vigas de concreto armado reforçadas à flexão com PRFC e PRFVeg

#### Tabela 12

Comparativo das flechas médias para carregamento igual a 90% da carga de ruptura das vigas de referência

Vigas	Flecha (mm)	Comparativo (%)
V <sub>Ref.</sub>	1,07	100
RC	0,27	25
RS	0,24	22

de todas as vigas, em relação a força x deformação média das armaduras longitudinais de tração. Da análise dos diagramas é possível tecer os comentários a seguir.

Não foi possível fazer a leitura de deformação no momento de ruptura das vigas, pelo fato de ter ocorrido fissuração na região onde estavam localizados os extensômetros, danificando os mesmos nos momentos antecedentes à ruptura.

Comparando o comportamento das vigas de referência com as vigas reforçadas, nota-se que as forças correspondentes às deformações nas armaduras longitudinais de tração foram maiores nas vigas reforçadas do que nas vigas de referência. Este gráfico mostra que os reforços absorvem uma parcela das tensões aplicadas, aliviando as tensões no substrato, permitindo ao sistema absorver maiores solicitações.



#### Figura 21

Diagrama força x deformação da armadura, obtidos para as vigas de concreto armado reforçadas à flexão com PRFC e PRFVeg

#### Tabela 13

Análise da variância entre V<sub>Ref</sub> RC e RS

Comparando o comportamento dos diferentes reforços, nota-se desempenho semelhante entre eles, embora os compósitos vegetais apresentem, via de regra, forças mais elevadas absorvidas pela estrutura, do que os compósitos de carbono para uma dada deformação na armadura.

#### 3.3.4 Análise da influência dos reforços na carga de ruptura por ANOVA

Foi realizada a análise da variância-ANOVA nos resultados obtidos quanto à força de ruptura das vigas estudadas. Na Tabela 13 estão apresentados os resultados estatísticos obtidos entre todas as séries ensaiadas.

Houve evidência de que o reforço influenciou na carga de ruptura, pois F obtido foi maior que Fcrítico e, também, o valor-P foi inferior a 0,05. Embora as vigas ensaiadas tenham rompido por cisalhamento, a rigidez da parte reforçada pode ter influenciado nos mecanismos de distribuição de tensões, permitindo as variações de carga verificadas.

Também foi realizada a análise da variância-ANOVA para verificar se houve influência na carga de ruptura entre as séries reforçadas. Na Tabela 14 estão apresentados os resultados estatísticos obtidos entre as vigas reforçadas.

Nota-se que não houve diferença significativa entre os diferentes tipos de reforço, visto que o F obtido foi menor que o Fcrítico. Portanto, o reforço com os compósitos de fibras vegetais apresentou desempenho similar aos já consagrados compósitos com fibras de carbono.

## 4. Conclusões

O presente trabalho teve por finalidade avaliar a viabilidade do uso de PRFVeg em substituição aos compósitos com fibras de carbono para reforço à flexão em vigas de concreto armado, com o desenvolvimento de três passos principais:

O primeiro passo foi obter experimentalmente as propriedades elásticas dos compósitos de carbono 68% e sisal com teores de 50%, 60% e 70%, em volume de fibras, afim de analisar seu comportamento como reforço estrutural. Para os compósitos com fibras de sisal foi observado que a medida que aumentava o teor de fibras nos compósitos, ocorreu aumento no módulo de elasticidade e resistência à tração.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	<b>F</b> <sub>crítico</sub>
Entre grupos	1.390,282	2	695,1413	19,74504	3,3682E-04	4,1028
Dentro dos grupos	352,0588	10	35,20588	-	-	-
Total	1.742,341	12	-	-	-	-

SQ é a soma dos quadrados de todos os desvios em relação à média de todas as observações (entre e dentro das amostras); gl é o grau de liberdade; MQ é a média quadrática (entre e dentro das amostras).

# $F = \frac{\text{variância entre amostras}}{\text{variância dentro das amostras}}$

valor-P é a probabilidade da hipótese nula ser verdadeira. Adotou-se o nível de significância do teste de 0,05.

F crítico é o valor calculado em função do nível de significância e dos graus de liberdade da variância entre e dentro das amostras.

## Tabela 14

Análise da variância entre RC e RS

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	<b>F</b> <sub>crítico</sub>
Entre grupos	30,976	1	30,976	0,720656	0,420604	5,317655
Dentro dos grupos	343,8646	8	42,98308	-	-	-
Total	374,8406	9	-	-	-	-

Os resultados obtidos para os compósitos com tecidos de sisal apresentaram acréscimos no módulo de elasticidade até a fração de 60%, havendo redução desta propriedade para o teor de 70%, indicando que, para o reforço com esta relação de aspecto, o teor ótimo estaria entre 50% e 60%. A queda deste resultado ocorreu pelo fato da sessão transversal dos fios serem grandes, na ordem de 2 mm, faltando resina e prejudicando a transferências das tensões para o reforço, comprometendo as propriedades de resistência à tração e módulo de elasticidade para teores elevados.

Entre os diversos teores de fibras e tecidos estudados, o compósito com 70% de fibras de sisal apresentou melhor desempenho mecânico, apresentando módulo de elasticidade na ordem de 36 GPa, sendo este, utilizado como reforço em vigas de concreto armado.

No segundo passo foi feita análise numérica das estruturas reforçadas, utilizando o programa computacional ANSYS<sup>®</sup>, para comparar a eficiência dos compósitos poliméricos de fibras de carbono e vegetais, em que os compósitos vegetais demandaram uma espessura de 5,5 mm para alcançar desempenho mecânico semelhante do PRFC.

Com a simulação numérica foi feita uma análise estrutural pelo Método dos Elementos Finitos para avaliar o comportamento da estrutura sob condições de solicitações fixadas. Não foram considerados critérios específicos de dimensionamento, o que não foi necessário nesta etapa de estudo e pré-dimensionamento do material. Finalmente, optou-se em utilizar como parâmetro principal de quantificação do comportamento das vigas o estado limite último, que é a tensão normal na face inferior e superior do concreto, até porque o estado limite de utilização analisado, que é a flecha, apresenta poucas alterações quando se acrescenta e quando se muda o reforço. O trabalho foi finalizado com um estudo experimental das vigas reforçadas, comparando o efeito de dois tipos de reforços (carbono e sisal) em vigas de concreto armado. Analisando os dados das vigas ensaiadas, os resultados experimentais mostraram que: O compósito com fibras de sisal sinalizou ser mais eficiente do que o reforço com fibras de carbono, em termos de rigidez nos primeiros momentos de carregamento. Acredita-se que, como o módulo de elasticidade do adesivo epóxi é bem próximo do concreto e do reforço vegetal, ambos contribuíram para melhor absorção dos esforços gerados inicialmente nas vigas do que os reforços de carbono.

A influência do tipo de fibra no reforço das vigas não foi significante no que diz respeito ao incremento de carga, modo de ruptura e fissuração, uma vez que os reforços das vigas foram dimensionados para promoverem os mesmos incrementos de carga. A maior força de ruptura entre as vigas reforçadas foi para o reforço com fibra de sisal com incremento da capacidade de carga de 61,68%, relação as vigas de referência.

Os modos de ruptura das vigas reforçadas foram frágeis, envolvendo o rompimento das vigas por destacamento ou descolamento do reforço. A análise comparativa dos resultados obtidos permite concluir que os compósitos de matriz epóxi com fibras de sisal são viáveis para reforçar estruturas em concreto armado, apresentando desempenho similar aos já consagrados compósitos reforçados com fibras de carbono (PRFC).

## 5. Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES pela bolsa consedida e à EM-MIG-Estruturas Metálicas Minas Gerais pelo fornecimento das chapas metálicas para a produção da fôrma do reforço vegetal.

## 6. Referências bibliográficas

- DIMANDE, A. O. Influência da interface no reforço à flexão de estruturas de betão com sistemas FRP, Porto, 2003, Tese (mestrado) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 254p.
- [2] DONG, J.; WANG, Q.; GUAN, Z. Structural behaviour of RC beams with external flexural and flexural–shear strengthening by FRP sheets. Composites Part B: Engineering, v. 44, n. 1, 2013; p. 604-612.
- [3] AL-AMERY, R.; AL-MAHAIDI, R. Coupled flexural-shear retrofitting of RC beams using CFRP straps. Composite Structures, v. 75, n. 1-4, 2006; p. 457-464.
- [4] FERRARI, V. J.; HANAI, J. B. Flexural strengthening of reinforced concrete beams with carbon fibers reinforced polymer (CFRP) sheet bonded to a transition layer of high performance cement-based composite. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 5, 2012; p. 596-626.
- [5] FERRARI, V. J.; PADARATZ, I. J.; LORIGGIO, D. D. Reforço à flexão em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem. Acta Scientiarum. Technology, v. 24, 2002; p. 1783-1791.
- [6] TENG, J. G.; CHEN, J. F.; SMITH, S. T.; LAM, L. FRP: strengthened RC structures. Frontiers in Physics. 2002; p. 266.
- [7] MENEGHETTI, L. C.; FILHO, L. C. P. S.; GARCEZ, M. R. Verificação da possibilidade de variação das fibras formadoras do compósito nos sistemas PRF aplicados no reforço à flexão de vigas de concreto armado. Ciência & Engenharia, v. 16, n. 1/2, 2007; p. 107-114.
- [8] CERONI, F. Experimental performances of RC beams strengthened with FRP materials. Construction and Building Materials, v. 24, n. 9, 2010; p. 1547-1559.
- [9] WENWEI, W.; GUO, L. Experimental study and analysis of RC beams strengthened with CFRP laminates under sustaining load. International Journal of Solids and Structures, v. 43, n. 6, 2006; p. 1372-1387.
- [10] PEREIRA, P. H. F.; ROSA, M. F.; CIOFFI, M. O. H.; BENINI,

K. C. C. C.; MILANESE, A. C.; VOORWALD, H. J. C.; MULI-NARI, D. R. Vegetal fibers in polymeric composites: a review. Polímeros, v. 25, n. 1, 2015; p. 9-22.

- [11] KU, H.; WANG, H.; PATTARACHAIYAKOOP, N.; TRADA, M. Review on the tensile properties of natural fiber reinforced polymer composites. Composites Part B: Engineering. v. 42, n. 4, 2011; p. 856-873.
- [12] LIMA, B. S.; PEREIRA, F. M.; LENZ, D. M.; VERNEY, J. C. K. Influência da fibra de curauá em compósitos cimentícios: verificação da resistência à flexão e da resistência à compressão. Revista de Iniciação Científica da ULBRA, v. 1, n. 9, 2011.
- [13] MONTEIRO, S. N.; LOPES, F. P. D.; FERREIRA, A. S.; NAS-CIMENTO, D. C. O. Natural-fiber polymer-matrix composites: cheaper, tougher, and environmentally friendly. JOM Journal of the Minerals, Metals and Materials Society, v. 61, n. 1, 2009; p. 17-22.
- [14] SMOLE, M. S.; HRIBERNIK, S.; KLEINSCHEK, K. S.; KREŽE, T. Plant fibres for textile and technical applications. Advances in agrophysical research, v. 10, 2013; p. 52372.
- [15] MATTHEWS, F. L.; RAWLINGS, R. D. Composite materials: engineering and science. Elsevier. 1999.
- [16] JACOB, M.; THOMAS, S.; VARUGHESE, K. T. Novel woven sisal fabric reinforced natural rubber composites: tensile and swelling characteristics. Journal of composite materials, v. 40, n. 16, 2006; p. 1471-1485.
- [17] LACERDA, M. R. B.; PASSOS, M. A. A.; RODRIGUES, J. J. V.; BARRETO, L. P. Características físicas e químicas de substratos à base de pó de coco e resíduo de sisal para produção de mudas de sabiá (Mimosa caesalpiniaefolia Benth). Revista Árvore, v. 30, 2006; p. 163-170.
- [18] MOTTA, L. A. C.; AGOPYAN, V. Caracterização de fibras curtas empregadas na construção civil. Boletim técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Escola Politécnica-Departamento de Engenharia de Construção Civil-USP, São Paulo, 2007.
- [19] MOTTA, L. A. C.; GONÇALVES, L. K. S.; SILVA, M. R.; CUNHA, J.; DANTAS, M. E. Painéis sanduíches de poliéster reforçado com fibras de rami para aplicação na Construção Civil. Matéria (Rio de Janeiro), v. 21, 2016; p. 796-806.
- [20] KAEWKUK, S.; SUTAPUN, W.; JARUKUMJORN, K. Effects of interfacial modification and fiber content on physical properties of sisal fiber/polypropylene composites. Composites Part B: Engineering, v. 45, n. 1, 2013; p. 544-549.
- [21] ANTICH, P.; VÁZQUEZ, A; MONDRAGON, I.; BERNAL, C. Mechanical behavior of high impact polystyrene reinforced with short sisal fibers. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, v. 37, n. 1, 2006; p. 139-150.
- [22] TRAGOONWICHIAN, S.; YANUMET, N.; ISHIDA, H. Effect of fiber surface modification on the mechanical properties of sisal fiber-reinforced benzoxazine/epoxy composites based on aliphatic diamine benzoxazine. Journal of applied polymer science, v. 106, n. 5, 2007; p. 2925-2935.
- [23] MOHAN, T. P.; KANNY, K. Water barrier properties of nanoclay filled sisal fibre reinforced epoxy composites. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, v. 42, n. 4, 2011; p. 385-393.

- [24] SOUSA, L. K. Produção e Caracterização Mecânica de Compósitos de Resina Poliuretana à Base de Óleo de Mamona e Fibras de Rami, Sisal e Bucha Vegetal, Uberlândia, 2013, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, 98 p.
- [25] SOARES, I. M. Produção e caracterização de compósitos de matriz epóxi reforçada com fibra de rami para fins de reforço estrutural, Uberlândia, 2012, Dissertação (Mestrado)
   - Universidade Federal de Uberlândia, 98 p.
- [26] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method For Tensile Properties of Plastics. -ASTM D638, Philadelphia, 2012.
- [27] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method For Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials. - ASTM D3039, Philadelphia, 2014.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado.
   - NBR 7480, Rio de Janeiro, 2007.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Ensaios de Compressão de corpos-de-prova cilíndricos. - NBR 5739, Rio de Janeiro: 2007.
- [30] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. - NBR 8522, Rio de Janeiro, 2008.
- [31] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação da resistência a tração na flexão de corpos de prova prismáticos. - NBR 12142, Rio de Janeiro, 2010.
- [32] SILVA, A. P. O.; QUARESMA, S. C.; MOTTA, L. A. C.; FRANCKLIN, H. M. Estudo das propriedades mecânicas de compósitos de matriz epóxi reforçada com fibras de sisal para reforço de estruturas de concreto. In: 13º Congresso Brasileiro de Polímeros, Natal, 2015.
- [33] FERRARI, J. V.; HANAI, J. B. Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a Substrato de transição constituído por compósito Cimentício de alto desempenho. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 11, n. 51, 2009; p. 37-56.
- [34] BEBER, A. J. Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono, Porto Alegre, 2003. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 317 p.
- [35] FERRARI, V. J. Reforço à flexão de vigas de concreto armado com mantas de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho. São Carlos, 2007. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 317 p.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Experimental studies of short concrete reinforced steel fiber beams under bending

# Estudo experimental de vigas curtas de concreto com fibras de aço sujeitas à flexão

H. L. HERSCOVICI a helena\_lh25@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-0828-893X

D. ROEHL ª droehl@puc-rio.br https://orcid.org/0000-0003-4644-120X

E. DE S. SÁNCHEZ FILHO <sup>b</sup> emilsanchez@uol.com.br https://orcid.org/0000-0001-6749-9967

## Abstract

This paper presents the results of a test program on 24 concrete beams with a cross section of 15 x 15 cm. Those are divided into two groups of 12 beams. Group I has a steel fiber content of 40 kg/m<sup>3</sup> while Group II uses 60 kg/m<sup>3</sup> of steel fibers. The tests consider three sets of beam lengths: 300 mm, 500 mm and 800 mm. The beams were submitted to bending aiming at investigating shear stresses, bending, strain energy, toughness, scale effect and fracture energy. Group II showed a slightly higher resistance to rupture than Group I. However, the smaller the length, the larger the influence of the fiber content. The largest fiber content gave the concrete higher resistance when submitted to bending and shear, especially for the smaller lengths. Both strain and fracture energy, however, show considerable differences for smaller lengths, but are almost the same for the 800 mm beams. Toughness shows improvement in the longer beams and a reduction of this property in the shorter beam from Group II.

Keywords: bending, concrete, steel fibers.

## Resumo

Este estudo apresenta os resultados do rompimento de dois grupos de vigas de concreto com fibras de aço. Cada grupo foi composto de 4 vigas com vão de 300 mm, 4 com vão de 500 mm e 4 com vão de 800 mm e seção de 15 cm x 15 cm. A variação dos grupos se deu pela quantidade de fibras (I com 40 kg/m<sup>3</sup> e II com 60 kg/m<sup>3</sup>). Foram avaliados o comportamento da tensão tangencial, momento de fendilhação, energia de deformação, tenacidade, efeito escala e energia de fratura. O grupo II apresentou maior resistência máxima, sendo essa diferença pouco significativa, entretanto, quanto menor o vão maior a influência das fibras. O maior consumo de fibras conferiu à matriz maior resistência à flexão e à tensão tangencial, tendo maior influência nos vão menores. Tanto a energia de deformação quanto a energia de fratura apresentam diferenças consideráveis para os vãos menores, chegando quase a se igualar nos dois grupos para o vão de 800 mm. A tenacidade aumentou mais nas vigas de maior vão e sofreu maior redução para o menor vão do grupo II.

Palavras-chave: flexão, concreto, fibras de aço.

Received: 09 Mar 2017 • Accepted: 22 Fev 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

PUC-Rio, Civil Engineering Department, Rio de Janeiro, RJ, Brazil;
 UFF, Civil Engineering Department, Rio de Janeiro, RJ, Brazil.

## 1. Introduction

Reinforced concrete is the most used material in the civil construction field currently. This fact is due to the advantages that the material offers and the improvement that has been made over the years. However, reinforced concrete also has a downside in its use and one of the disadvantages is the low ductility and therefore it causes shorter life cycle of the structures and faster collapse after the first signs of fracture or other pathologies.

The complement of fibers to concrete aims to decrease the characteristic brittleness of the conventional material providing better tensile strength and ductility, therefore, there is a reduction of fracture in the material. There are several fiber types that can be added to concrete with this purpose. Some of them are steel, polypropylene and nylon. The fiber must be chosen according to the needs of the work in demand.

Fibers are important in fracture control, because when the material cracks, fibers make it possible to pass the tension by the fractures to the concrete matrix. For the last five decades, steel fibers are the most used ones in order to improve concrete characteristics. The upsides of steel fibers are its low cost and the fact that it doesn't jeopardize significantly concrete consistency, an important factor to this material workability. Several experimental studies were made to evaluate the increase of strength and ductility due to steel fiber reinforcement to the concrete mix. Barros et al [1] claims that the main concrete property improved by steel fibers is the energy absorption capacity. According to Maidl [2] the most important improvement made by steel fibers is to avoid crack spreading and improve their distribution throughout the concrete matrix. Marangon [3] presents studies with self compacting concrete with steel fibers that shows significant improvement of concrete ductility. Lappa et al. [4] presents test results of high resistance concrete beams reinforced with steel fibers under bending for cyclic and static loading that evaluates the consumption of fibers in the peak load. Those studies show positive influence of steel fibers on strength and ductility of the material in experiments under static loadings, showing that a higher fiber volume improves strength to load capacity. Their results for cyclic loadings require a mixture with better workability to get more trustful data. Yaziki et al. [5], Karahan et al. [6], Wang et al. [7] introduce data about the effect of fiber concentration and their dimensions in the reinforced concrete matrix, indicating that a higher concentration of fibers helps lower the costs and improves tensile and flexural strength. Recently, the work of Toledo FIlho et al. [8] presents positive results increasing tensile strength in self compacting concrete blocks, showing that steel fibers helps improve the efficiency of stress transfer among the concrete mix and steel bars in addition to increasing the ductility of the element.

This paper aims to present the test results of Herscovici [9] in an experiment with 24 steel fiber reinforced concrete beams under bending, in which the beams were divided in two groups according to the fiber consumption adopted. There were beams with three different spans to evaluate scale effect and 10 specimens for each group, for concrete control purposes.

The experiment took place in the "Laboratório de Estruturas e Materiais do Departamento de Engenharia Civil" in PUC – Rio (LEM-DEC).

The bending tests results are interpreted and used to evaluate the influence of fiber consumption in strain energy, toughness and fracture energy and the improvement of tensile strength of steel fiber reinforced concrete. Scale effect is also approached.

## 2. Experimental program

Bending tests were made to evaluate toughness in steel fiber reinforced concrete beams. Aiming to study scale effect, the beams were constructed with the same cross section (150 mm x 150 mm) and three different spans (300 mm, 500 mm and 800 mm) Beams were divided in two groups:

- Group I: compressive strength 30 MPa and fiber consumption of F1=40 kg/m<sup>3</sup>.
- Group II: compressive strength 30 MPa and fiber consumption of F2=60 kg/m<sup>3</sup>.

Beams with same span and same fiber volume were separated by series. Table 1 indicates groups' specifications.

Each group was formed by 12 beams, four beams to each span and 10 specimens were built, in a total of 24 beams and 20 specimens. Two concrete mixes were made, one for each group, and the 10 specimens made had the purpose of concrete control, 4 of them for compression tests, three for diametrical compression tests to evaluate tensile strength and three to evaluate the modulus of elasticity for each group. To identify the beams, the following names were employed

Beams: LX-Y-VZ, being X the span in mm, Y the fiber consumption in  $kg/m^3$ , V to make reference to the beams and Z indicates the number of the beam.

For instance, L500-60-V4 corresponds to the 500 mm span, 60 kg/  $m^3$  of fiber consumption and 4 indicates the  $4^{\rm th}$  beam built.

Specimens: CPK-GW, CP indicates it's a specimen, K is the number of the specimen, G indicates "group" and W the group number.

For instance, CP7-G2 corresponds to the 7th specimen of the group II.

The concrete was mixed in the same laboratory as the tests. Concrete had a pre estabilished dosage (1:1.48:1.65:0.45 – cement : sand : gravel : water/cement factor), aiming to achieve a minimum compressive strength of 30 MPa.

#### Table 1

Groups' specifications

	Fiber volume (kg/m <sup>3</sup> )	Number of beams	Beam's cross section (mm)	Spans (mm)	Specimens
Group I	40	12	150 x 150	4 of 300; 4 of 500; 4 of 800	10
Group II	60	12	150 x 150	4 of 300; 4 of 500; 4 of 800	10

Table 2	
Beams' test schedule	

Group	Series	Beam	Test date	Concreting date	Days until test
		L800-40-V1		01/00/2015	35
	Sorios 1 800 40	L800-40-V2	06/10/2015		
	Jenes 1000-40	L800-40-V3	00/10/2010	0170772010	
		L800-40-V4			
		L500-40-V1			
I	Sorios I 500 40	L500-40-V2	13/10/2015	01/00/2015	40
ļ	Jenes LJ00-40	L500-40-V3	13/10/2013	01/09/2013	42
		L500-40-V4			
		L300-40-V1			
	Sarias   300-10	L300-40-V2	13/10/2015	01/09/2015	42
	Jenes LJ00-40	L300-40-V3			
		L300-40-V4			
		L300-60-V1		08/09/2015	36
	Sarias   300-60	L300-60-V2	14/10/2015		
	00103 2000 00	L300-60-V3			
		L300-60-V4			
		L500-60-V1		08/00/2015	42
Ш	Sarias   500-60	L500-60-V2	20/10/2015		
Ш	Jelies 1000-00	L500-60-V3	20/10/2013	00/09/2013	42
		L500-60-V4			
		L800-60-V1			
	Sorias 1800.60	L800-60-V2	00/10/0015	00 (00 (00) 5	40
	3enes 1000-00	L800-60-V3	20/10/2013	00/09/2010	42
		L800-60-V4			

## 2.1 Materials

The cement used was the CP-II-F-32, sand's maxim characteristic dimension was Dmax  $\leq$  4.75 mm and fineness modulus was 2.6 mm, obtained by standardized tests. The large aggregate was the gravel type "0" with maxim characteristic dimension of 9.5 mm, obtained by tests following NBR 7217/87 [10] and NBR 9937/87 [11]. To improve concrete workability a super plasticizing additive was employed, the ADVA FLOW 20 A. The steel fibers used in the concrete mix were Dramix RL 45/30 BN fibers from Bekaert. For





concrete control tests, the machine used was the universal press MTS from LEM – DEC of PUC-Rio with 500kN load capacity. Table 2 shows concreting and tests schedule.

#### 2.2 Test methods

24 beams were submitted to bending tests in the scheme presented in Figure 1, following instructions of ASTM C1018/97 [12], with third loading point in the middle of the span. The supporting points were fixated 3 cm away from the far ends of the beams.

To run the bending tests, an adapted portico was connected to the MTS machine with 1000 kN capacity, as shown in Figure 2. The machine was operated so the deflection of the center point was in a constant rate of 0.1 mm/min, following the instructions in ASTM C1018/97 [12]. The bending tests allowed collecting data concerning the first crack and partial data from residual strength.



Figure 2 Adapted frame for bending tests in MTS universal machine



## Figure 3

First cracks' behavior in tested beams

First cracks presented themselves in a similar way as shown in Figure 3. Deflection data were obtained by software directly connected to the machine used.

## 3. Results analysis

The concrete mix made to represent group I showed an average compressive strength of  $f_c = 39.25$  MPa, and the one made for

#### Table 3

Concrete compressive strength

group II,  $f_c = 39.96$  MPa. Tensile strength for group I was  $f_{tD,m} = 2.56$  MPa and for group II  $f_{tD,m} = 2.73$  MPa. Modulus of elasticity values were  $E_{ci} = 27.58$  GPa concerning group I and  $E_{ci} = 25.60$  GPa, group II. Table 3 shows individual results for each specimen to obtain average compressive strength values, Table 4 for tensile strength and Table 5 for the modulus of elasticity.

#### 3.1 Maximum strength's percentage increase analysis

There was a percentage increase of maximum strength with fiber addition. An analysis was made of the percentage increase of the maximum resistance of group II relative to group I according to the span of the beam. The 300 mm span beams showed an increase of resistance in the range of 35% in group II comparing to group I. The ones with span of 500 mm, 30% and the ones with 800 mm, an increase of 24%. Figure 4 shows a chart representing this situation. Regarding the effectiveness of the fibers, the larger the span, less effective are the fibers in increasing strength.

#### 3.2 Tangential stress analysis

Tangential stress is defined by:

 $\tau = \frac{P}{bh}$ 

Maximum load Group Specimen Test Days until test (kN) CP7-G1 310.22 327.33 CP8-G1 I 39.25 Compression CP9-G1 284.06 CPR-G1 (10) 311.34 CP7-G2 306.84 CP8-G2 314.99 Ш Compression 39.96 CP9-G2 330.91 CPR-G2 (10) 302.54

#### Table 4

Specimens' tensile strength

Group	Specimen	Test	Maximum load (kN)	Tensile strength (MPa)
	CP1-G1		100.04	3.18
I	CP2-G1	Compression	68.91	2.19
	CP3-G1		72.25	2.30
	CP1-G2		96.13	3.06
I	CP2-G2	Compression	76.77	2.44
	CP3-G2		84.53	2.69

#### Table 5

Compressive strength values obtained in elasticity modulus tests

Group	Specimen	Test	Maximum load (kN)	E <sub>ci</sub> (GPa)
	CP4-G1		300.11	
I	CP5-G1	Elasticity modulus	307.39	27.58
	CP6-G1		309.21	
	CP4-G2		221.51	
II	CP5-G2	Elasticity modulus	318.53	25.60
	CP6-G2		259.07	

(1)



## Figure 4

Percentage increase of maxim strength comparing group I to group II according to span

in which

- $\tau$  tangential stress (MPa);
- P load correspondent to first crack (kN);
- b beam width (m);
- h beam height (m).

Tangential stress analysis considers the ratio  $\frac{a}{h}$ , in which a stands for half of the span between supports (the whole span subtracted 3 cm from each side to provide stability to the beam) and h = 0.15 m for all spans of beams (cross section 0.15 m x 0.15 m). Figure 5 shows that as  $\frac{a}{h}$  increases, tangential stress decrease. The difference between tangential stresses from group I and group II decreases as the ratio



## Figure 5

Tangential stress x ratio a/h for average stress values

## Table 6

Ratios between tangential stresses

a/h	$\Delta = {\tau_{40} / \tau_{60}}$
0.80	0.74
1.47	0.77
2.47	0.80

increase. Table 6 presents the results of the ratios between tangential stresses from groups I and II.

#### 3.3 Cracking moment analysis

Cracking moments are defined by:

$$\frac{Pa^2}{l}$$
 (2)

(3)

$$\varphi = \frac{o}{a}$$

M =

where

M - cracking moment (kN.m);

P - load correspondent to first crack (kN);

a – half of the span between supports (m);

I – beam's span (m).

 $\phi$  – rotation correspondent to cracking moment;

 $\delta$  – deflection correspondent to first crack (m).

Figure 6 presents the average values of cracking moments and respective rotation for each series. As the fiber consumption raises the cracking moment shows higher values. Rotation for groups I and II have similar values. In the series with span of 300 mm and 500 mm there is a small difference in rotation values and a significant increase of the corresponding cracking moment, while the series with 800 mm span shows more significant increase of rotation for the same moment behavior. Table 7 presents the ratio



#### Figure 6

Cracking moment x rotation for average values in each series

#### Table 7

Ratio between cracking moments according to the span

Span (mm)	Δ <sub>1</sub>	
300	1.30	
500	1.30	
800	1.24	



Figure 7 Graph load x deflection: 300 mm span in group I



Figure 8

Graph load x deflection: 300 mm span in group II



Figure 9 Graph load x deflection: 500 mm span in group I

between moments according to fiber consumption for each span, being  $\Delta_1 = \frac{M_{60}}{M_{40}}$  the ratio between cracking moments from gourp I and group II. There's a reduction in the ratio between moments as the span grow. Results of this ratio correspondent to the 300 mm and 500 mm spans are very similar, however, regarding the 800 mm span, there is a more significant reduction. The greater the span, the greater the cracking moment for the corresponding loads. Fracture occurs more easily in larger spans, therefore, the ductility of the element wears off as the span increase.

## 3.4 Strain energy analysis

Strain energy  $E_{def}$  is defined by the area below the chart load x deflection and its unit is Joule (J).

Strain energy values were taken from the graphics using Simpson's method, analyzed point by point from the tests records. The graphs "load x deflection" for the beams with 300 mm span are represented in Figure 7 and Figure 8, beams with 500 mm span in Figure 9 and Figure 10 and the 800 mm span beams in Figure 11 and Figure 12. In this chapter there is a beams' elastic zone's work analysis. It's noticeable a marked decrease of the strain energy as the ratio  $\frac{a}{h}$  grows.



## Figure 10 Graph load x deflection: 500 mm span in group II





Graph load x deflection: 800 mm span in group I

Group II showed a more significant decrease than group I. Another relevant fact for strain energy analysis is the similarity of the curves on the larger span corresponding points ( $\frac{a}{h}$  = 2.47 ratio or L = 0.8m). The chart in Figure 13 show a less effective contribution of the fibers as the span gets bigger.

#### 3.5 Toughness analysis

The parameter used to analyze toughness is the flexural toughness factor (FT) calculated as shown in JSCE – SF4 (1984) [13] by:

$$FT = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \times \frac{L}{bh^2} \tag{4}$$

where

FT – flexural toughness factor (MPa);

L – span (mm);

b - cross section width (m);



Figure 12

Graph load x deflection: 800 mm span in group II



## Figure 13

Strain energy x ratio a/h for average work values for each span in each group

h – cross section height (m);

 $T_{b}$  – flexural toughness (area under the "load x deflection" curve) limited to the point corresponding to  $\delta_{th}$ ;

 $\delta_{tb}$  – deflection corresponding to L/150 (mm).

Beams with 800 mm span of group II didn't achieve the appropriate deflection to calculate FT for this series. For toughness analysis purposes some values normally extracted from the graphs "load x deflection" were assumed based in the standard behavior of the beams. For the 800 mm span, T<sub>b</sub> values are relative to a deflection of  $\delta_{tb}$  = 4.93 considering Just the span between supports. Some approximations of missing toughness values were necessary to analyze this parameter in all spans tested. The approximations were made based on the behavior of the material and the last displacements taken by the machine during tests. Values of corresponding loads were assumed in the displacement needed to analysis. Average values of flexural toughness are presented in Figure 14.

Regarding flexural toughness an increase of energy absorption capacity is noted as the span grows. Table 8 presents the ratio  $\Delta_2 = \frac{M_{60}}{M_{10}}$  for all spans.

Concerning beams with 300 mm span, the ones with fiber consumption of 60 kg/m<sup>3</sup> show less energy absorption capacity, being around 70% of the energy absorption capacity of the ones with 40 kg/m<sup>3</sup>. Beams with 500 mm also present a decrease of energy absorption capacity in group II, but less significant, being around 90% of group I's capacity. Beams with 800 mm span



#### Figure 14



#### Table 8

Ratio between flexural toughness factors in group I and group II

a/h	Δ <sub>2</sub>
0.8	0.7127
1.47	0.9099
2.47	1.0578



Figure 15 MSFL's diagram. CARPINTERI *et al* (1995)

present a different behavior, showing a better energy absorption capacity in Group II instead of group I, although the difference is really small, beams in group II show higher flexural toughness factor than in group I. That could implicate that, as the span grows, the fiber volume can improve the concrete mix, although due to lack of tests with larger spans it inconclusive if fibers can or cannot improve concrete toughness as the span and fiber consumption both rise.

#### 3.6 Scale effect

By "Multifractal Scaling Law" (CARPINTERI et al., 1995) [14]:

$$\sigma_n = \sqrt{A + \frac{B}{d_c}} = f_t \sqrt{1 + \alpha_0 \frac{d_{max}}{d_c}}$$
(5)

where

 $\sigma_n$  – tensile strength;

f, – lowest nominal tensile strength;

d\_ - characteristic structure dimension;

A,B - physical constants;

d<sub>max</sub>- aggregate's maxim dimension;

 $\alpha_0$  – empirical constant.

Figure 15 shows how MFSL works and indicates dimension range for wich scale effect is significant. As "d" grows, tensile strength tends to a constant and different from zero value. Otherwise when d tends to zero, tensile strength tends to infinity, limiting scale effect. When structure dimensions present d > B, scale effect tends to disappear. An example is the rupture as soon as fracture process begins. When d < B, scale effect is significant.

Scale effect results for both groups are presented in Figure 16 comparing to the MFSL. Tensile strength under bending is calculated by:

$$f_{ctm} = \frac{3}{2} \frac{Pl}{bh^2} \tag{6}$$

f<sub>ctm</sub> – tensile strength under bending in one cutlass (MPa);

P – rupture load (N);

I – length (mm);

b - cross section width (mm);

h - cross section height (mm);

MFSL's was analyzed assuming  $\alpha_0 = 0.3$ .

Comparing test results and Carpinteri's expression it can be said that scale effect presents itself in this study. Analysis show a linear decrease of tensile strength as the span grows for both groups.

#### 3.7 Fracture energy

Critical stress factor  $\rm K_{\rm llc}$  is used to measure fracture energy. It can be calculated by:

$$K_{IIc} = \sqrt{\frac{E_{ci}G_{II}}{1 - \nu^2}}$$
(7)

where

 $K_{IIc}$  – critical stress factor ( $\frac{kN}{m^{3/2}}$ );

 $E_{ci}^{in}$  – elasticity modulus (kPa);

 $G_{\mu}$  – fracture energy by surface unity (kN/m);

v - Poisson's coefficient.

Poisson's coefficient couldn't be achieved by experimental data because transversal displacements weren't measured during tests. Considering that Poisson's coefficient varies between v = 1/6 and v = 1/5, critical stress factor was analyzed considering this variegation.

For this analysis five values between the range were picked to calculate critical stress factor.  $K_{llc}$  values stay almost the same when Poisson's coefficient varies, presenting a less than 1% increase in the considered range. The curve for each series is shown in Figure 17.

As span grows, fiber effectiveness decrease. This fact shows that energy absorption capacity reduces, which make structures more fragile. Bigger spans raise even more the element's fragility.

## 4. Conclusions

Based on experimental results analysis the following conclusions were reached.

All beams show increase in maximum rupture load value in the group with higher fiber consumption. As the span gets larger, fiber influence reduces.

Resistance to rupture increase showed a non uniform behavior.



#### Figure 16

MFS law x research's results for 40 kg/m<sup>3</sup> and 60 kg/m<sup>3</sup> fiber consume





 $K_{\mu c}$ 's variation according to Poisson's coefficient

As span grew, the resistance to rupture increased in a lower rate. Comparing group II to group I, beams with 300 mm span enhanced resistance in 35%, the ones with 500 mm in 30% and the ones with 800 mm spans were only 24% more resistant to rupture in group II, showing influence of span size in resistance increase.

As the ratio  $\frac{a}{h}$  increases, tangential stress shows a decrease in both groups. When  $\frac{a}{h} = 0.8$  the ratio between both tangential stresses is  $\Delta_{0.8} = \frac{\tau_{40}}{\tau_{60}} = 0.74$ , when  $\frac{a}{h} = 1.47$ ,  $\Delta_{1.47} = 0.77$  and  $\Delta_{2.47} = 0.8$  when  $\frac{a}{h} = 2.47$ . These results show that higher fiber volume is less effective in tangential stress when span rises.

Cracking moment is also affected by fiber consumption. Beams from Group II got between 24% and 30% (depending on the span) higher resistance values when submitted to bending than beams in Group I. As span rises there is a more significant drop in cracking moment values. Analyzing smaller spans, there isn't a significant difference on the ratios between the moments. This data indicates that, as the span gets smaller the ratio between moments should be constant around 1.30. The group with higher fiber consume showed results slightly bigger regarding cracking moment for the largest span, but the difference stayed around 3% to 4%, comparing to smaller spans, even though ratio between moments was a little higher than both smaller spans.

Strain energy  $E_{def}$  presents a uniform behavior analyzing the variegation of ratio  $\frac{a}{h}$ . Stored energy gets lower as span grows. Fibers affect strain energy in the bigger span (ratio  $\frac{a}{h} = 2.47$ ) very little, considering that the curves of the two groups are almost overlapping in the point corresponding to this ratio. Fibers can make the material store more energy, although, as span grows they lose their effectiveness and raising fiber consumption tends not to matter to improve this characteristic of the material.

Energy absorption capacity measured by flexural toughness factor increases when span rises in both groups. Although, toughness increase varies in a non linear curve and shows a divergent behavior comparing groups I and II. Group I presents higher flexural toughness values for 300 mm and 500 mm spans, but for 800 mm span, flexural toughness was higher in group II but the difference between flexural toughness factors in both groups was small. When it comes to toughness, results show a more relevant influence of the span instead of fiber consumption. Higher fiber volume showed smaller flexural toughness factor value in smaller length beams. BARROS (1995) [15] says that fiber complement benefits mainly energy absorption capacity, however, his studies did not predict scale effect.

Scale effect is noted in this study. The proximity of the data analysis with the ones calculated by the multifractal scale law method corroborate with this conclusion.

Regarding fracture energy, fibers have more influence in smaller spans' beams. Poisson's coefficient does not show a significant relevance in concrete when its value varies for the range used in this study.

## 5. Acknowledgements

The authors would like to show gratitude to CNPq for the financial aid given to this research.

## 6. References

- [1] BARROS, J. A. O.; CRUZ, J. S.; ULRIX, E. "Avaliação da capacidade de absorção de energia de betões reforçados com fibras de aço". Journal of Experimental Mechanics of APAET, vol. 4, p. 1-11. Portugal, 1999.
- [2] MAIDL, B. H. "Steel fiber reinforced concrete". 1<sup>st</sup> edition, Ernst & Sohn. Berlim, Alemanha, 1995.
- [3] MARANGON, E. "Desenvolvimento e caracterização de concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço". Dissertação de Mestrado. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- [4] LAPPA,E.S.; BRAAM, C.R.; WALRAVEN, J.C. "Bending Performance Of High Strength Steel Fibre Reinforced Concrete: Static and fatigue loading condition". Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties, p. 133-138. Delft, Holanda, 2006.
- [5] YAZICI, S.; INAN, G.; TABAK, V. "Effect of Aspect Ratio and Volume Fraction of Steel Fiber on the Mechanical Properties of SFRC". Construction and Building Materials, vol. 21, issue 6, p. 1250-1253. Izmir, Turquia, 2006.
- [6] KARAHAN, O.; OZBAY, E.; ATIS, C.D; LACHEMI, M.; HOSSAIN, K.M.A. "Effects of Milled Cut Steel Fibers on the Properties of Concrete". KSCE Journal of Civil Engineering, vol. 20, issue 7, p. 2783-2789. Korea, 2016.
- [7] WANG, Q.; LI, X.; ZhAO, G.; SHAO, P.; YAO, J. "Experiment on mechanical properties of steel fiber reinforced concrete and application in deep underground engineering". Journal of China University of Mining and Technology, vol. 18, issue 1, p. 64-66. China, 2008.
- [8] TOLEDO FILHO, R. D.; MARANGON, E.; SILVA, F.A.; MOBASHER, B. "Effect of steel fibres on the tensile behaviour of self-consolidating reinforced concrete blocks". Fiber Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications. American Concrete Institute Fib Workshop Proceedings, v. 79, p. 123-130. Montreal, Canadá, 2016.
- [9] HERSCOVICI, H. L. "Estudo experimental de vigas curtas

de concreto com fibras de aço sujeitas à flexão". Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2016.

- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 7217: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, Brasil, 1987.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 9937: Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo. Rio de Janeiro, Brasil, 1987.
- [12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ASTM C1018: Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with third-point loading). Estados Unidos, 1997.
- [13] JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS JSCE SF4: Steel Fiber 4 – Method of tests for flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. Japão, 1984.
- [14] CARPINTERI, A.; CHIAIA, B.; FERRO, G. "Size effects on nominal tensile of concrete structures: multifractality of material ligaments and dimensional transition form order to disorder". Materials and Structures, v. 28, p. 311-317. Torino, Itália, 1995.
- [15] BARROS, J. A. O., "Comportamento do betão reforçado com fibras – análise experimental e simulação numérica". Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal, 1995.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Experimental studies of short concrete reinforced steel fiber beams under bending

# Estudo experimental de vigas curtas de concreto com fibras de aço sujeitas à flexão

H. L. HERSCOVICI a helena\_lh25@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-0828-893X

D. ROEHL ª droehl@puc-rio.br https://orcid.org/0000-0003-4644-120X

E. DE S. SÁNCHEZ FILHO <sup>b</sup> emilsanchez@uol.com.br https://orcid.org/0000-0001-6749-9967

## Abstract

This paper presents the results of a test program on 24 concrete beams with a cross section of 15 x 15 cm. Those are divided into two groups of 12 beams. Group I has a steel fiber content of 40 kg/m<sup>3</sup> while Group II uses 60 kg/m<sup>3</sup> of steel fibers. The tests consider three sets of beam lengths: 300 mm, 500 mm and 800 mm. The beams were submitted to bending aiming at investigating shear stresses, bending, strain energy, toughness, scale effect and fracture energy. Group II showed a slightly higher resistance to rupture than Group I. However, the smaller the length, the larger the influence of the fiber content. The largest fiber content gave the concrete higher resistance when submitted to bending and shear, especially for the smaller lengths. Both strain and fracture energy, however, show considerable differences for smaller lengths, but are almost the same for the 800 mm beams. Toughness shows improvement in the longer beams and a reduction of this property in the shorter beam from Group II.

Keywords: bending, concrete, steel fibers.

## Resumo

Este estudo apresenta os resultados do rompimento de dois grupos de vigas de concreto com fibras de aço. Cada grupo foi composto de 4 vigas com vão de 300 mm, 4 com vão de 500 mm e 4 com vão de 800 mm e seção de 15 cm x 15 cm. A variação dos grupos se deu pela quantidade de fibras (I com 40 kg/m<sup>3</sup> e II com 60 kg/m<sup>3</sup>). Foram avaliados o comportamento da tensão tangencial, momento de fendilhação, energia de deformação, tenacidade, efeito escala e energia de fratura. O grupo II apresentou maior resistência máxima, sendo essa diferença pouco significativa, entretanto, quanto menor o vão maior a influência das fibras. O maior consumo de fibras conferiu à matriz maior resistência à flexão e à tensão tangencial, tendo maior influência nos vão menores. Tanto a energia de deformação quanto a energia de fratura apresentam diferenças consideráveis para os vãos menores, chegando quase a se igualar nos dois grupos para o vão de 800 mm. A tenacidade aumentou mais nas vigas de maior vão e sofreu maior redução para o menor vão do grupo II.

Palavras-chave: flexão, concreto, fibras de aço.

Received: 09 Mar 2017 • Accepted: 22 Fev 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

PUC-Rio, Civil Engineering Department, Rio de Janeiro, RJ, Brazil;
 UFF, Civil Engineering Department, Rio de Janeiro, RJ, Brazil.

## 1. Introdução

O concreto armado é o material mais largamente utilizado na construção civil atual. Isso se deve às vantagens que esse material oferece e ao aprimoramento que teve ao longo dos seus muitos anos de emprego. Entretanto, o concreto armado também tem desvantagens e uma delas é a sua baixa ductilidade, o que implica em menor vida útil das estruturas e deterioração mais rápida após os primeiros sinais de fissuras ou outras patologias.

A adição de fibras ao concreto tem o intuito de diminuir a fragilidade característica do concreto convencional, conferindo-lhe maior resistência à tração e certa ductilidade. Consequentemente, há redução da abertura e do número de fissuras. Há vários tipos de fibras que podem ser incorporados ao concreto, como aço, polipropileno e nylon. A escolha da fibra deve ser realizada a partir do tipo de trabalho, adequando-as à necessidade da construção em questão.

As fibras são importantes para o controle de fissuração, pois quando há ocorrência de fissura as fibras são capazes de transmitir solicitações no interior do concreto. Fibras de aço são empregadas a mais de cinco décadas com vistas a melhorar as características em serviço do concreto. A utilização das fibras de aço, em comparação a outros tipos de fibras, é a melhor opção para esse tipo de aplicação, já que seu custo é baixo e seu uso não interfere significativamente na consistência do concreto, fator importante para a trabalhabilidade desse material. Vários estudos experimentais foram conduzidos para avaliar o aumento de resistência e dutilidade introduzido pela adição de fibras de aço a misturas de concreto. Em Barros et al. [1] consta que a principal propriedade do concreto a ser aprimorada é a capacidade de absorção de energia. Segundo Maidl [2] a influência mais importante das fibras de aço é no controle da propagação das fissuras e no aperfeiçoamento da distribuição das mesmas. Marangon [3] apresenta testes em concreto autoadensável com fibras de aço que mostram um aumento significativo da ductilidade do material com fibras em relação à matriz de referência. O trabalho de Lappa et al. [4] apresenta resultados de ensaios de flexão em vigas de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço sob carregamento estático e cíclico. O efeito do consumo de fibras na carga de pico é avaliado. Os resultados mostram influência positiva das fibras de aço na capacidade resistente e na ductilidade do material nos experimentos sob carregamento estático, onde um maior volume de fibras permite maior capacidade de carga resistente. Na resposta a cargas cíclicas, o trabalho mostra resultados com desvios grandes e aponta para a necessidade de usar uma mistura com boa trabalhabilidade no estado fresco para conseguir resultados mais confiáveis. Outros trabalhos (Yaziki et

al. [5], Karahan et al. [6], Wang et al. [7]) trazem resultados do efeito da concentração de fibras e das suas dimensões nas propriedades da matriz reforçada, indicando que uma maior concentração das mesmas traz benefícios em economia e permite que ocorram maiores deformações, aumentando a resistência à tração e à flexão. Mais recentemente, o trabalho de Toledo Filho et al. [8] apresenta resultados positivos sobre o aumento da resistência à tração em blocos de concreto auto adensáveis, mostrando que as fibras de aço melhoraram a eficiência da transferência de tensão entre as barras e a matriz de concreto, além de aumentar a ductilidade do elemento.

Este trabalho mostra os resultados dos ensaios de Herscovici [9] de 24 vigas de concreto armado com fibras de aço em ensaios de flexão, nos quais as vigas foram divididas em dois grupos em função do volume de fibras empregado. Foram estabelecidos três vãos de vigas e moldados 10 corpos de prova, com finalidade de controle do concreto utilizado, para cada grupo.

Os experimentos foram realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais do Departamento de Engenharia Civil da PUC – Rio (LEM-DEC).

Os resultados dos ensaios de flexão são interpretados e empregados para avaliar a influência do consumo de fibras na tenacidade na energia de deformação, na energia de fratura, e o acréscimo da resistência à tração do concreto armado com fibras. Aspectos relativos ao efeito de escala são também abordados.

## 2. Programa experimental

Os ensaios realizados tiveram o objetivo de avaliar a tenacidade em vigas de concreto armado com fibras de aço por meio de ensaios de flexão em vigas . Com o objetivo de avaliar o efeito escala foram ensaiadas vigas de mesma seção (150 mm x 150 mm) e vãos diferentes (300 mm, 500 mm e 800 mm.

Foram concebidos dois grupos para realização do experimento.

- Grupo I: concreto com resistência média à compressão de 30 MPa e consumo de fibras F1 = 40 kg/m<sup>3</sup>.
- Grupo II: concreto com resistência média à compressão 30 MPa e consumo de fibras F2 = 60 kg/m<sup>3</sup>.

Foram denominadas séries para vigas de mesmo vão e mesmo volume de fibras. A Tabela 1 apresenta as especificações dos grupos. Cada grupo era constituído de quatro vigas para cada vão, 12 vigas por grupo, e foram extraídos 10 corpos de prova por grupo, nove corpos de prova previstos no programa experimental e um corpo de prova reserva totalizando 24 vigas e 20 corpos de prova. Os grupos foram concretados cada um a partir de um exemplar de concreto diferente. Por essa razão foram extraídos 10 corpos de prova para quatro ensaios de compressão para caracterização

#### Tabela 1

Resumo das especificações dos grupos

	Consumo de fibras (kg/m³)	N° de vigas	Seção das vigas (mm)	Vãos (mm)	Corpos de prova extraídos
Grupo I	40	12	150 x 150	4 de 300; 4 de 500; 4 de 800	10
Grupo II	60	12	150 x 150	4 de 300; 4 de 500; 4 de 800	10

## Tabela 2

Programação de ensaio das vigas

Grupo	Série	Viga	Data do ensaio	Data da concretagem	Dias de concretado
		L800-40-V1		01/00/2015	25
	Sária   800 40	L800-40-V2	06/10/2015		
	Jene 1000-40	L800-40-V3	00/10/2013	01/09/2013	55
_		L800-40-V4			
		L500-40-V1			
I.	Sária   500 40	L500-40-V2	12/10/2015	01/00/2015	10
·	3ene 1300-40	L500-40-V3	13/10/2013	01/09/2015	42
		L500-40-V4			
		L300-40-V1			
	Sária   200.40	L300-40-V2	12/10/2015	01/00/2015	42
	3ene 1300-40	L300-40-V3	13/10/2015	01/09/2015	
		L300-40-V4			
		L300-60-V1	14/10/2015	08/09/2015	36
	Sária   300-60	L300-60-V2			
	Jerie LJUU-UU	L300-60-V3			
		L300-60-V4			
		L500-60-V1		08/09/2015	40
Ш	Sária   500-60	L500-60-V2	20/10/2015		
	Jerie LJUU-UU	L500-60-V3	20/10/2010		42
		L500-60-V4			
		L800-60-V1		08 (00 (2015	
	Sária   800-60	L800-60-V2	20/10/2015		12
	JEHE 1000-00	L800-60-V3	20/10/2010	00/07/2015	42
		L800-60-V4			

do concreto, três ensaios de compressão diametral e três ensaios para obtenção do módulo de elasticidade para cada grupo.

Para identificação das vigas adotou-se a nomenclatura descrita a seguir.

Vigas: LX-Y-VZ, sendo X o vão da viga em mm, Y a quantidade de fibras em kg/m³, V corresponde à viga e Z sua numeração.

Por exemplo, L500-60-V4 é relativo ao vão de 500 mm, 60 kg/m<sup>3</sup> de fibras e a viga de número 4.

Corpos de Prova: CPK-GW CP referenciando corpo de prova, G corresponde ao "grupo", K representa o número do corpo de prova extraído e W o número do grupo concretado.





Por exemplo, CP7-G2 é relativo ao sétimo corpo de prova do exemplar de concreto de número dois, ou grupo II.

A concretagem das vigas foi realizada no mesmo laboratório dos ensaios. O concreto teve uma dosagem pré-estipulada em 1:1,48:1,65:0,45 (cimento : areia : agregado graúdo : fator água aglomerante), com o intuito de obter um concreto com resistência à compressão mínima de 30 MPa.

#### 2.1 Materiais constituintes

O cimento utilizado foi o CP-II-F-32, a areia tinha dimensão máxima característica  $D_{max} \le 4,75$  mm e módulo de finura igual a 2,6 mm, obtidos por meio de ensaios normalizados. O agregado graúdo utilizado foi a brita do tipo "0" com dimensão máxima característica igual a 9,5 mm obtidos por ensaios seguindo a NBR 7217/87 [10] e a NBR 9937/87 [11]. Para melhorar a trabalhabilidade do concreto



Figura 2 Pórtico adaptado para ensaios à flexão com a máquina de ensaio universal MTS



Comportamento das primeiras fissuras nas vigas ensaiadas

utilizou-se o aditivo superplastificante ADVA FLOW 20<sup>a</sup>. As fibras de aço utilizadas nos ensaios foram fibras DramixÒ do tipo RL 45/30 BN da empresa Bekaert. Nos ensaios de compressão, compressão diametral e módulo de elasticidade foi utilizada a prensa universal MTS do Laboratório de Estruturas e Materiais da PUC- Rio com capacidade para 500 kN. A concretagem e os ensaios seguiram a padronização mostrada mostrada na Tabela 2.

## 2.2 Métodos de ensaios

Foram testadas 24 vigas de concreto com fibras de aço divididas em dois grupos. A variação dos grupos se deu no volume de fibras a serem incorporadas ao concreto. O ensaio foi de flexão no esquema mostrado na Figura 1 seguindo as recomendações da ASTM C1018/97 [12], com o terceiro ponto de aplicação de carga no meio do vão. Os apoios foram fixados a 3 cm das extremidades das vigas. Foi utilizado um pórtico adaptado conectado ao atuador MTS para ensaios à flexão, com capacidade para 1000 kN como mostra a Figura 2. A máquina foi operada para que o deslocamento do ponto central da viga se desse a uma taxa constante de 0,1 mm/ min, estando dentro da faixa estabelecida pela ASTM C1018/1997 [12]. Os ensaios foram realizados de modo que fosse possível a obtenção dos dados relativos à primeira fissura e parcialmente a sua resistência residual. As vigas ensaiadas apresentaram primeiras fissuras similares à mostrada na Figura 3. Os dados dos deslocamentos foram obtidos através do software de leitura do próprio atuador.

## 3. Análise dos resultados

O concreto utilizado para o grupo I apresentou uma resistência O concreto utilizado para o grupo I apresentou uma resistência média  $f_c = 39,25$  MPa, e o grupo II  $f_c = 39,96$  MPa. A resistência

#### Tabela 3

Resistência à compressão do concreto

Grupo	Corpo de prova	Tipo de ensaio	Força máxima (kN)	f <sub>c</sub> (MPa)	
	CP7-G1		310,22		
	CP8-G1		327,33	39,25	
I	CP9-G1	Compressão simples	284,06		
	CPR-G1 (10)		311,34		
	CP7-G2		306,84		
II	CP8-G2		314,99	20.04	
	CP9-G2	Complessuo simples	330,91	39,90	
	CPR-G2 (10)		302,54		

### Tabela 4

Resistência à tração dos corpos de prova

Grupo	Corpo de prova	Tipo de ensaio	Força máxima (kN)	Resistência à tração (MPa)
	CP1-G1		100,04	3,18
I	CP2-G1	Compressão diametral	68,91	2,19
	CP3-G1		72,25	2,30
	CP1-G2		96,13	3,06
ll	CP2-G2	Compressão diametral	76,77	2,44
	CP3-G2		84,53	2,69

#### Tabela 5

Valores de resistência à compressão obtidos nos ensaios para obtenção do módulo de elasticidade

Grupo	Corpo de prova	Tipo de ensaio	Força máxima (kN)	E <sub>ci</sub> (GPa)
	CP4-G1		300,11	
I	CP5-G1	Módulo de elasticidade	307,39	27,58
	CP6-G1		309,21	
	CP4-G2		221,51	
Ш	CP5-G2	Módulo de elasticidade	318,53	25,60
	CP6-G2		259,07	



Acréscimo percentual da resistência máxima comparando-se o grupo I ao grupo II em função do vão

média à tração foi  $f_{tD,m}$  = 2,56 MPa para o grupo I, e  $f_{tD,m}$  = 2,73 MPa para o grupo II. O módulo de elasticidade foi  $E_{ci}$  = 27,58 GPa para o grupo I e  $E_{ci}$  = 25,60 GPa para o grupo II. A Tabela 3 mostra os resultados individuais de cada corpo de prova utilizado para



#### Figura 5

Tensão tangencial x razão a/h para os valores de tensão média

#### Tabela 6

Razões entre as tensões tangenciais

a/h	$\Delta = {\tau_{40}}/{\tau_{60}}$
0,80	0,74
1,47	0,77
2,47	0,80

obtenção da resistência à compressão, a Tabela 4 para resistência à tração e a Tabela 5 para o módulo de elasticidade.

#### 3.1 Análise do acréscimo percentual da resistência máxima

Foi realizada uma análise do acréscimo percentual da resistência máxima do grupo I relativo ao grupo II de acordo com os vãos. O vão de 300 mm apresenta um aumento de resistência de 35% do grupo I em relação ao grupo II, o vão de 500 mm um aumento de 30% e o vão de 800 mm um aumento de 24%. A Figura 4 apresenta um gráfico desse decréscimo.

Com relação à efetividade das fibras no concreto, percebe-se uma diminuição da mesma com o aumento do vão das vigas.

(1)

## 3.2 Análise da tensão tangencial

A tensão tangencial é dada por:

$$\tau = \frac{P}{hh}$$

onde

τ – tensão tangencial (MPa);

- P força relativa à primeira fissura (kN);
- b largura da seção da viga (m);
- h altura da seção da viga (m).

A análise das tensões tangenciais considera a razão  $\frac{a}{b}$ , na qual a



#### Figura 6

Momento de fendilhação x rotação para valores médios para cada série

#### Tabela 7

Razão entre os momentos de fendilhação de acordo com o vão

Span (mm)	Δ <sub>1</sub>
300	1,30
500	1,30
800	1,24



Gráfico força x flecha para o vão de 300 mm do grupo l



#### Figura 8

Gráfico força x flecha para o vão de 300 mm do grupo II



## Figura 9

Gráfico força x flecha para o vão de 500 mm do grupo l

distância a representa a metade do vão entre os apoios (vão total menos 3 cm de cada lado para dar estabilidade aos apoios) e h = 0,15 m para todos os vãos (seção 0,15 m x 0,15 m).

Observa-se na Figura 5 que quando a razão  $\frac{a}{h}$  aumenta a tensão tangencial diminui. As diferenças entre as tensões tangenciais do grupo I e do grupo II diminuem com o aumento dessa razão. A Tabela 6 apresenta os valores dessas razões.

### 3.3 Análise do momento de fendilhação

Os momentos de fendilhação foram calculados são dados por:

$$M = \frac{Pa^2}{l}$$
(2)  
$$\varphi = \frac{\delta}{a}$$
(3)

onde

M – momento de fendilhação (kN.m);

P - força referente à primeira fissura (kN);

a – metade do vão entre os apoios (m);



## Figura 10

Gráfico força x flecha para o vão de 500 mm do grupo II



## Figura 11 Gráfico força x flecha para o vão de 800 mm do grupo I

I - vão da viga correspondente (m).

 $\delta$  – flecha correspondente à primeira fissura (m).

A Figura 6 apresenta os valores médios do momento de fendilhação e rotação respectiva para cada série.

Com o aumento do consumo de fibras observa-se um aumento no momento de fendilhação. Percebe-se que as rotações tanto para o Grupo I quanto para o Grupo II têm valores próximos. Verifica-se também que para os vãos de 300 mm e 500 mm há uma pequena diferença da rotação para um aumento significativo do momento, e para o vão de 800 mm há um aumento mais significativo da rotação para um aumento significativo do momento.

A Tabela 7 mostra a razão entre os momentos suportados de acor-



## Figure 12

Gráfico força x flecha para o vão de 800 mm do grupo II



#### Figura 13

Energia de deformação x razão a/h para as valores médios de trabalho para cada vão de cada grupo do com o consumo de fibras para cada vão, sendo  $\Delta_1 = \frac{M_{60}}{M_{40}}$ , a razão entre os momentos de fendilhação do Grupo I e do Grupo II. Há uma diminuição na razão entre os momentos com o aumento do vão. O valor para os vãos de 300 mm e 500 mm são bastante próximos, já os valores para o vão de 800 mm apresentam uma redução um pouco mais acentuada.

Quanto maior o vão, maior o momento fletor atuante para uma carga equeivalente. Percebe-se que a ruptura ocorre com mais facilidade em vãos maiores, logo nota-se a perda da ductilidade das peças à medida que o vão aumenta.

## 3.4 Análise da energia de deformação

A energia de deformação  ${\rm E}_{_{\rm def}}$  é a área sob o gráfico força x flecha e é expressa em Joule (J).

Os valores de energia foram extraídos dos gráficos por meio do método de Simpson, analisados ponto a ponto nos registros dos ensaios. Os gráficos "força x flecha" para os vãos de 300 mm são apresentados na Figura 7 e na Figura 8, para os vãos de 500 mm na Figura 9 e na Figura 10 e para os vãos de 800 mm na Figura 11 e na Figura 12 Nesta seção são analisados os valores obtidos para o trabalho na zona elástica das vigas. Observa-se uma diminuição acentuada na energia de deformação à medida que a razão  $\frac{a}{h}$  aumenta. O Grupo II apresentou uma diminuição mais acentuada que o Grupo I, sendo a curva do Grupo I potencialmente decrescente e a do Grupo II exponencialmente decrescente.



#### Figura 14

Média FT x razão a/h para o valor médio do fator de tenacidade para cada série

#### Tabela 8

Relação entre os fatores de tenacidade do grupo I e grupo II

a/h	Δ <sub>2</sub>
0,8	0,7127
1,47	0,9099
2,47	1,0578



Figura 15 Diagrama da MSFL. CARPINTERI *et al* (1995)

Outro fator relevante na análise da energia é a proximidade das Outro fator relevante na análise da energia é a proximidade das duas curvas para o maior vão (razão  $\frac{a}{h} = 2,47$  ou L = 0,8m). O gráfico da Figura 13 mostra a diminuição da contribuição das fibras na energia com o aumento do vão.

#### 3.5 Análise da tenacidade

O parâmetro para análise da tenacidade, denominado fator de tenacidade FT pela JSCE –SF4 (1984) [13], é dado por:

$$FT = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \times \frac{L}{bh^2} \tag{4}$$

FT - fator de tenacidade (MPa);

L – vão entre apoios (mm);

b – largura da seção (m);

h - altura da seção (m);

 $T_{_b}$  – tenacidade à flexão (área sob a curva força vs. flecha) até o limite de flecha  $\delta_{_{\rm th}};$ 

 $\delta_{tb}$  – flecha equivalente a L/150 (mm).

As vigas com vão de 800 mm do grupo II não atingiram a flecha necessária para cálculo do FT. Para que essa série não fosse descartada da análise da tenacidade utilizou-se o padrão de comportamento das vigas para assumir valores para os parâmetros retirados do gráfico força x flecha. No caso do vão de 800 mm foi aferido um valor de T<sub>b</sub> que seria correspondente a uma flecha de  $\delta_{th}$  = 4,93 considerando apenas o vão entre apoios. Para análise dos parâmetros relevantes para a tenacidade foram admitidas aproximações de valores que não constavam nos dados dos ensaios para que fosse realizada uma análise com todos os vãos ensaiados. Para isso utilizou-se o padrão de comportamento do material e dos últimos valores de flecha e carga obtidos nos ensaios. Os valores obtidos nos gráficos força x flecha foram truncados onde terminavam e foram obtidos valores de força para a flecha desejada para os cálculos. A Figura 14 apresenta os valores médios do fator de tenacidade para cada série.

Para o fator de tenacidade percebe-se um aumento da capacidade de absorção de energia com o aumento do vão. A Tabela 8 apresenta a razão  $\Delta_2 = \frac{M_{60}}{M_{40}}$  para todos os vãos. Observa-se que para o vão de 300 mm as vigas com consumo de

Observa-se que para o vão de 300 mm as vigas com consumo de fibra de 60 kg/m<sup>3</sup> têm capacidade menor de absorção de energia, correspondendo a cerca de 70% daquela das vigas com consumo de fibras igual a 40 kg/m<sup>3</sup>. Para o vão de 500 mm as vigas do

Grupo II também apresentam menor capacidade de absorção de energia. Porém essa diminuição do fator de tenacidade não é tão significativa quanto para as vigas com vão menor, correspondendo a aproximadamente 90% da capacidade das vigas do Grupo I. Para o vão maior (800 mm) nota-se uma divergência muito pequena, porém, com comportamento diferente. As vigas do Grupo II apresentam maior fator de tenacidade que as vigas do Grupo I. Isso pode indicar que com o crescimento do vão as fibras beneficiem a matriz de concreto, porém, por falta de ensaios com vãos maiores que 800 mm, não é válido concluir que o aumento do vão com maior consumo de fibras confere benefícios à matriz.

#### 3.6 Efeito escala

Pela Lei de Carpinteri ou "Multifractal Scaling Law" (CARPINTERI *et al.*, 1995) [14] tem-se:

$$\sigma_n = \sqrt{A + \frac{B}{d_c}} = f_t \sqrt{1 + \alpha_0 \frac{d_{max}}{d_c}}$$
(5)

onde

 $\sigma_n$  – tensão nominal de ruptura;

f, – resistência à tração;

d\_ – dimensão característica da estrutura;

A,B – constantes físicas;

d<sub>máx</sub> – dimensão máxima do agregado;

 $\alpha_0$  – constante empírica.

A Figura 15 representa a lei de Carpinteri e explicita a faixa de dimensões das peças para qual o efeito escala é significativo. À medida que d aumenta a resistência nominal tende para um valor constante e diferente de zero denominado resistência limite. Em caso contrário, com d tendendo para zero a resistência nominal tende para o infinito, deixando a faixa de dimensões na qual se tem mais destacadamente o efeito escala limitada. Essa faixa pode ser grande ou pequena. Em estruturas com d > B o efeito escala tende a



#### Figura 16

## Lei de Carpinteri x pesquisa para consumo de fibras de 40 kg/m<sup>3</sup> e 60 kg/m<sup>3</sup>





Variação de K<sub>IIc</sub> com o coeficiente de Poisson

desaparecer; por exemplo, a estrutura falha no início da fissuração. Para d < B o efeito escala é significativo.

A Figura 16 mostra os resultados do efeito escala para as vigas dos dois grupos em comparação com a Lei de Carpinteri. A tensão de tração na flexão é dada por:

$$f_{ctm} = \frac{3}{2} \frac{Pl}{bh^2} \tag{6}$$

onde

 $f_{ctm}$  – resistência à tração na flexão para ensaio com um cutelo (MPa); P - força de ruptura (N);

I – distância entre elementos de apoio (mm);

b - largura da seção transversal da viga (mm);

h - altura da seção transversal da viga (mm);

A análise da lei de Carpinteri foi realizada com  $\alpha_0 = 0,3$ .

Constata-se a existência do efeito escala na pesquisa analisando-se a comparação entre os resultados obtidos e a expressão de Carpinteri. O efeito escala analisado por essa lei mostra que se tem um decréscimo linear na tensão nominal de tração com o aumento do vão para os dois grupos.

#### 3.7 Energia de fratura

Para mensurar a energia de fratura, tem-se o fator crítico de tensão K<sub>IIc</sub>:

$$K_{IIc} = \sqrt{\frac{E_{ci}G_{II}}{1 - \nu^2}} \tag{7}$$

onde

 $\begin{array}{ll} {\sf K}_{\rm llc}- \mbox{ fator crítico de tensão }(\frac{kN}{m^{3/2}});\\ {\sf E}_{\rm ci}- \mbox{ módulo de elasticidade }(kPa); \end{array}$ 

G<sub>II</sub> - energia de fratura por unidade de superfície (kN/m);

v - coeficiente de Poisson.

Nos ensaios realizados para o concreto, em geral, não foram medidas as deformações transversais para que fosse obtido experimentalmente o coeficiente de Poisson. Considerando-se que o coeficiente de Poisson varia de v = 1/6 a v = 1/5, foi realizada uma análise do fator crítico de tensão em relação a essa variação. Foram escolhidos cinco pontos entre os valores limites desse coeficiente e foram calculados os fatores críticos de tensão em função desses pontos. A Figura 17 mostra as curvas para cada série.

Constata-se uma diminuição da efetividade das fibras à medida que o vão aumenta. Isso mostra a diminuição na capacidade de absorção de energia de acordo com o aumento do volume de fibras, o que torna as peças mais frágeis. O aumento do vão acentua mais ainda a fragilidade das peças ensaiadas.

Os valores de K<sub>IIc</sub> são quase constantes com a variação do coeficiente de Poisson apresentando um aumento de menos de 1% para o intervalo considerado.

#### Conclusões 4.

A partir da análise dos resultados experimentais chegou-se às conclusões descritas a seguir.

Todas as vigas ensaiadas apresentam acréscimo na resistência máxima no grupo em que o consumo de fibras é maior. À medida que o vão aumenta, a influência das fibras diminui.

O acréscimo de resistência mostrou um comportamento não uniforme. Com o aumento do vão a resistência aumentou a uma taxa menor. Comparando-se o Grupo II (60 kg/m3 de fibras) ao Grupo I (40 kg/m<sup>3</sup> de fibras) tem-se um aumento de resistência de 35% para o menor vão (300 mm), 30% para o vão médio (500 mm) e 24% para o maior vão (800 mm), mostrando que o vão influencia no aumento da resistência.

Com o aumento da resistencia: Com o aumento da razão  $\frac{a}{h}$  observa-se uma diminuição da ten-são tangencial para ambos os grupos. Para  $\frac{a}{h}$  =0,8 tem-se a razão entre as tensões tangenciais  $\Delta_{0.8} = \frac{\tau_{40}}{\tau_{60}} = 0.74$ , para  $\frac{a}{h} = 1,47$  essa razão é  $\Delta_{1.47} = 0,77$  e para  $\frac{a}{h} = 2,47$  a razão é  $\Delta_{2.47} = 0,8$ . Isso mostro que o sumento do consumo do fibras o faza pa mostra que o aumento do consumo de fibras é menos eficaz na resistência à solicitação tangencial quando essa razão aumenta.

O momento de fendilhação é influenciado pelo consumo de fibras. O Grupo II apresenta entre 24% e 30% (em função do vão) maior resistência ao momento do que o Grupo I. Com o aumento do vão há uma diminuição mais brusca do momento. Para os dois vãos menores, a razão entre os momentos nos dois grupos não apresenta valores significativamente diferentes. Isso indica que com a redução do vão, a razão entre os momentos de cada grupo deve se manter constante, em torno de 1,30. Mesmo a razão dos momentos para o vão maior apresentando um maior acréscimo na resistência à flexão para o Grupo II, a influência do aumento do consumo de fibras no momento de fendilhação tem apenas um acréscimo em torno de 3% a 4% em relação aos vãos menores.

A energia de deformação E<sub>def</sub> apresenta comportamento mais regular em relação à variação da razão  $\frac{a}{h}$ . A energia armazenada diminui com o aumento do vão. A razão  $\frac{a}{h}$  = 2,47 que equivale ao vão de L = 800 mm mostra uma influência quase nula das fibras, pois as duas curvas são quase coincidentes no ponto equivalente à razão  $\frac{a}{b}$  = 2,47. As fibras conferem maior armazenamento de energia às peças, porém, à medida que o vão aumenta as fibras vão perdendo efetividade e o incremento do volume de fibras passa a ser irrisório para melhorar essa propriedade do material.

Há um aumento da capacidade de absorção de energia que se dá pelo aumento do volume de fibras, medida pelo fator de tenacidade das peças, em ambos os grupos. Entretanto, o aumento da tenacidade que ocorre devido ao consumo de fibras varia de forma não linear, mostrando um comportamento divergente quando se trata da comparação entre os dois grupos. O Grupo I apresenta maior tenacidade nas peças de vãos iguais a 300 mm e 500 mm e para as peças de vão igual a 800 mm o Grupo II tem maior capacidade de absorção de energia, porém, a alteração da tenacidade é de pouca relevância. Com esses resultados verifica-se que o consumo de fibras não influencia tanto a tenacidade quanto o vão. O maior consumo de fibras apresentou menor fator de tenacidade para peças de menor vão. BARROS (1995) [15] cita que a principal propriedade beneficiada pela adição das fibras é a capacidade de absorção de energia, entretanto, não foi considerado o efeito escala em seu estudo.

Existe efeito escala na pesquisa realizada. A proximidade dos resultados obtidos com os resultados calculados pela Lei de Carpinteri corroboram tal conclusão.

Para a energia de fratura observa-se que quanto menor o vão, maior é a influência das fibras na energia de fratura das vigas. Essa influência diminui à medida que o vão aumenta. Quanto ao coeficiente de Poisson, pode-se inferir que, para o concreto, não há influência significativa na mudança de seu valor na faixa estudada.

## 5. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao CNPq pelo apoio financeiro dado a esta pesquisa.

## 6. Referências bibliográficas

- [1] BARROS, J. A. O.; CRUZ, J. S.; ULRIX, E. "Avaliação da capacidade de absorção de energia de betões reforçados com fibras de aço". Journal of Experimental Mechanics of APAET, vol. 4, p. 1-11. Portugal, 1999.
- MAIDL, B. H. "Steel fiber reinforced concrete". 1<sup>st</sup> edition, Ernst & Sohn. Berlim, Alemanha, 1995.
- [3] MARANGON, E. "Desenvolvimento e caracterização de concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço". Dissertação de Mestrado. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Brasil, 2006.
- [4] LAPPA,E.S.; BRAAM, C.R.; WALRAVEN, J.C. "Bending Performance Of High Strength Steel Fibre Reinforced Concrete: Static and fatigue loading condition". Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties, p. 133-138. Delft, Holanda, 2006.
- [5] YAZICI, S.; INAN, G.; TABAK, V. "Effect of Aspect Ratio and Volume Fraction of Steel Fiber on the Mechanical Properties of SFRC". Construction and Building Materials, vol. 21, issue 6, p. 1250-1253. Izmir, Turquia, 2006.
- [6] KARAHAN, O.; OZBAY, E.; ATIS, C.D; LACHEMI, M.; HOS-SAIN, K.M.A. "Effects of Milled Cut Steel Fibers on the Properties of Concrete". KSCE Journal of Civil Engineering, vol. 20, issue 7, p. 2783-2789. Korea, 2016.
- [7] WANG, Q.; LI, X.; ZhAO, G.; SHAO, P.; YAO, J. "Experiment on mechanical properties of steel fiber reinforced concrete and application in deep underground engineering". Journal of China University of Mining and Technology, vol. 18, issue 1, p. 64-66. China, 2008.

- [8] TOLEDO FILHO, R. D.; MARANGON, E.; SILVA, F.A.; MO-BASHER, B. "Effect of steel fibres on the tensile behaviour of self-consolidating reinforced concrete blocks". Fiber Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications. American Concrete Institute Fib Workshop Proceedings, v. 79, p. 123-130. Montreal, Canadá, 2016.
- [9] HERSCOVICI, H. L. "Estudo experimental de vigas curtas de concreto com fibras de aço sujeitas à flexão". Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 2016.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 7217: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, Brasil, 1987.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 9937: Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo. Rio de Janeiro, Brasil, 1987.
- [12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ASTM C1018: Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with third-point loading). Estados Unidos, 1997.
- [13] JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS JSCE SF4: Steel Fiber 4 – Method of tests for flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. Japão, 1984.
- [14] CARPINTERI, A.; CHIAIA, B.; FERRO, G. "Size effects on nominal tensile of concrete structures: multifractality of material ligaments and dimensional transition form order to disorder". Materials and Structures, v. 28, p. 311-317. Torino, Itália, 1995.
- [15] BARROS, J. A. O., "Comportamento do betão reforçado com fibras – análise experimental e simulação numérica". Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal, 1995.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Dynamic analysis of a concrete chimney considering the aerodynamic damping

# Análise dinâmica de uma chaminé de concreto considerando o amortecimento aerodinâmico









H. CARVALHO ª hermes@dees.ufmg.br https://orcid.org/0000-0002-4652-8068

G. QUEIROZ a gilsonmaque@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-5341-8054

P. M. L. VILELA a paulinhamlvilela@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-7442-0601

R. H. FAKURY a fakury@dees.ufmg.br https://orcid.org/0000-0002-1884-5699

## Abstract

Usually, the analysis of structures under wind loading is performed using an equivalent static analysis, where the influence of floating response is taken into account by the gust factor. This methodology can be used in case of rigid structures for not presenting a considerable dynamic response. More flexible structures, in particular those lightly damped, may show an important response and their dynamic properties must be considered in the analysis. The aim of this paper is to present a methodology for dynamic analysis of structures under wind loading considering the geometric nonlinearity, the vibration caused by the kinetic energy of wind gusts and the aerodynamic damping due to the relative movement between this structure and the wind. The formulation proposed is applied to a 180-meter-high concrete chinney and the results were compared with those obtained through the recommendation given in the standard ABNT NBR 6123:1988 [2] for the dynamic structural analysis.

Keywords: structures subjected to wind loads, nonlinear dynamic analysis, fluid-structure interaction, aerodynamic damping.

## Resumo

Tradicionalmente, estruturas submetidas ao vento são avaliadas através de análises estáticas com carregamentos equivalentes, onde a influência da resposta flutuante é levada em conta por meio do fator de rajada. Essa metodologia é aplicável a estruturas suficientemente rígidas para não apresentarem resposta dinâmica ponderável []. Estruturas mais flexíveis, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta ressonante e devem ter suas propriedades dinâmicas consideradas na análise. O objetivo deste artigo é apresentar uma metodologia para a análise dinâmica de estruturas submetidas ao vento considerando a não-linearidade geométrica, a vibração causada pela energia cinética das rajadas de vento e o amortecimento aerodinâmico devido ao movimento relativo entre a estrutura e o vento. A metodologia proposta é aplicada à estrutura de uma chaminé de concreto com 180 metros de altura, sendo os resultados comparados com os obtidos através das recomendações da norma ABNT NBR 6123:1988 [] para a análise dinâmica de estruturas.

Palavras-chave: estruturas sujeitas ao vento, análise dinâmica não-linear, interação fluido-estrutura, amortecimento aerodinâmico.

Received: 21 Jun 2017 • Accepted: 26 Jun 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

Federal University of Minas Gerais, Structural Engineering Department, Belo Horizonte, MG, Brazil.

## 1. Introduction

Accidents with structures subjected to wind which did not reach the design speed indicate that the collapse may have been caused by dynamic effects or errors in the estimation of wind force. When is it necessary to consider the dynamic effects of the wind? Naturally, it is not possible to provide a simple answer to the problem. One way to solve this question is to calculate the efforts due to the wind, with or without taking into consideration the dynamic effects, in order to verify the difference between the answers. Once a tolerable difference is indicated, the engineer can set the calculation methodology that will be employed on each structural typology.

The proposed question aims to verify whether a structure can be considered rigid (negligible dynamic effects) or flexible (dynamic effects should not be neglected). (Hirsch and Bachmann [3]) suggest that a structure subjected to wind is defined as rigid if the dynamic response to gust or turbulence effects does not exceed up to 10% of the static response. Structural systems subjected to wind forces present themselves in different forms, for example: cables, low and high buildings, chimneys, towers, bridges, among others. Thus, it is a complex task defining parameters for the evaluation of the necessity to perform dynamic analyses in the design of the most varied types of structures.

Several researchers have developed studies involving dynamic analyses in different typologies of structures. For example, (Caracoglia et al. [4]) and (Bobby et al. [5]) evaluated slender buildings, (Ambrosini et al. [6]), (Belloli et al. [7]) and (John et al. [8]) evaluated chimneys, (Tamura et al. [9]), (Henriques et al. [10]) and (Koss et al. [11]) evaluated towers and masts, (Ke et al. [12]) evaluated cooling towers and (Yang et. al [13]) studied the behavior of transmission towers subjected to wind. (Franco [14]) developed a procedure the "synthetic wind" method for the calculation of gust factor, acting in the position of the gust center of the structure, position obtained deterministically.

Assuming that the mean velocity of the wind remains constant over a representative time interval, the effects on the structure are purely static (mean response). Speed fluctuations can produce, in flexible structures, important oscillations towards the mean velocity (resonant response).

In the design practice, structures submitted to wind are evaluated through static analyses with equivalent loads, where the influence of the resonant response is taken into account by the gust response factor, proposed by Davenport [15]. This methodology is relevant in structures with natural frequencies higher than 2.0 hertz, sufficiently rigid for not presenting significant resonant response [1]. Structures with frequencies lower than this value, mainly weakly damped, may present an important resonant response and must have their dynamic properties considered in the structural analysis. The Brazilian standard ABNT NBR 6123:1988 [2] considers the gust factor method and two models for dynamic analysis for buildings and chimneys with a natural period equal or greater than 1 second. The first, called simplified continuous model is applied to buildings with constant section and uniform mass distribution; the second, discrete model to applied in buildings with variable properties. For the dynamic evaluation of other structural typologies there are no procedures or guidelines in this standard.

This paper aims to present a methodology for the evaluation of the dynamic effects caused by the kinetic energy of wind gusts (atmospheric turbulence), considering the fluid-structure interaction and the geometric nonlinearity. When evaluating the vibrations caused by the wind it is extremely important to consider aerodynamic damping, especially for structures that develop high velocities when excited by wind [16] [17] or present a considerable change in their shape or orientation during the action of external forces.

The proposed methodology limits itself to the influence of aerodynamic damping due to the relative movement between structure and wind, both acting in the same direction. Vibrations caused by von Kármán vortices, galloping, hammering or draping are not considered.

The wind load is determined using statistical methods and the velocity fluctuations are represented by a random stationary and ergodic process. As the proposed procedure is based on instantaneous calculation speeds, the analysis should be performed in the time domain, allowing the calculation of the dynamic forces of the wind at time increment.

## 2. Methodology

In order to evaluate the vibration caused by the kinetic energy of wind gusts in structures, a numerical procedure was developed for dynamic analysis with variable wind forces in time and space. Usual structural damping for concrete structures was taken into account. Aerodynamic damping was considered directly in the determination of the wind dynamic pressures, through the use of relative velocities between the structure and the wind. Geometric non-linearity also was evaluated in the dynamic behavior of the structure.

Wind speed can be expressed as a time function composed of a mean and a floating component. In the proposed procedure, the mean value is obtained from the ABNT NBR 6123:1988 [2] isopleths and the floating velocity is determined by statistical parameters such as probability distribution, power spectrum and cross-correlation functions.

The proposed procedure is applied to structure of 180-meter-high concrete chimney and the results are compared with the example for the dynamic analysis with the discrete model presented by ABNT NBR 6123:1988 [2]. Finally, in order to highlight some characteristics of the behavior of high concrete chimneys subjected to wind, a more flexible hypothetical chimney was evaluated.

# 3. Numerical procedures for dynamic analysis

#### 3.1 General description

The dynamic analysis involves the next stages [17]:

- First Stage: Gravitational forces are gradually implemented. The final configuration of the cable is obtained from a non-linear static analysis (dynamic effects are disabled at this structural loading stage).
- Second Stage: The aerodynamic forces, which correspond to the average portion of the wind speed, are implemented in the

cable as nodal forces. At this stage, the analysis is already dynamic which implies some additional observations. The loads must be slowly introduced, in small increments, in a way that the cable speed, at this stage, is not expressive, and, therefore, does not interfere in the results of the next stage.

Third Stage: Wind forces, composed by average and random component, are included, as an arbitrary function of time, for every cable node. The dynamic analysis is processed in a transient regime.

The procedure in question was developed in the commercial program ANSYS<sup>®</sup> [18], in the ANSYS Parametric Design Language (APDL).

#### 3.2 Aerodynamic damping

The formulation for aerodynamic damping as proposed in the study is directly considered in the wind pressure calculation, with the use of relative speed between wind and structure, both in the same direction. The basic formulation for wind pressure and relative speed calculus is presented in the next equations.

$$q_{\text{wind}} = \frac{1}{2} \rho \ V_{\text{R}}^2 = 0.613 \ V_{\text{R}}^2 \tag{3.1}$$

$$V_{\rm R} = (V(t) - V_{\rm str}) \tag{3.2}$$

 $V(t) = \overline{V}(z) + v(t)$ (3.3)

$$\overline{V}(z) = \overline{V}_{10}(z/10)^{p}$$
(3.4)

where:

q<sub>wind</sub> is wind dynamic pressure;

 $\rho$  is the specific mass of the air under normal conditions of pressure (101320 Pa) and temperature (15° C);

 $\boldsymbol{V}_{\rm R}$  is relative speed between wind and structure, in the node considered;

V(t) is wind speed;

 $V_{estr}$  is structure speed, in wind direction, in the considered node; v(t) is fluctuant component of speed;

 $\overline{V}(z)$  is average longitudinal speed component, calculated in 10 minutes;

 $\overline{V}_{10}$  is project average speed at 10 meters from the ground, calculated in 10 minutes;

z is a height from the ground, in meters;

p is exponential ground rugosity coefficient.

Equation 3.1 presents the classical formulation for the dynamic wind pressure calculation, present in ABNT NBR 6123: 1988 [2], with the modification of the reference speed adopted. In the classical version, wind speed is adopted while in the procedure proposed here the relative velocity between wind and structure is used. In most cases, the structure velocity developed when excited by wind is low or zero, which does not change the dynamic pressure values. However, for flexible structures, velocities can be significant and may have a considerable impact on dynamic pressure values.

It is important to note that the proposed formulation for aerodynamic damping is valid for cases where the movement of the structure occurs in the same direction as the wind speed, with forces resulting in this direction. Thus, Equation 3.2 represents the vector sum of the longitudinal velocity of the wind and the structure velocity in the wind direction. The dynamic wind pressure (Eq. 3.1) is the product of a scalar by relative velocity, therefore has the same direction as the relative velocity vector (longitudinal wind direction). Equation 3.3 presents the decomposition of the wind velocity in a mean and floating part, present in the ABNT NBR 6123:1988 [2] code. The average wind speed plot is a function of height relative to the ground and can be correlated with any average velocity at another height z by the power law, shown in Equation 3.4. According to Blessmann [19], the formulation presented for the power law shows good agreement with experimental data and is based on the change of the amount of motion in a turbulent atmospheric boundary layer. In practice, one of the heights is set to a standard value (speed 10-meter-high, with an average of10 minutes), and speeds are determined at heights z. The exponential coefficient is a function of terrain roughness and the wind speed integration interval, exposed for different land categories and integration time intervals in the ABNT NBR 6123:1988 [2] code.

In dynamic analyses the average velocity with time integration interval equal to 10 minutes [2] must be used, as a described in the following equation:

$$\overline{V}_{10} = 0,69 \, V_0 \, S_1 S_3 \tag{3.5}$$

where:

V<sub>o</sub> is wind gust speed, calculated in a 3-second interval;

 $S_1$  is topographic factor according to the ABNT NBR 6123:1988 [2];  $S_3$  is statistical factor associated to the destruction probability, according to the ABNT NBR 6123:1988 [2].

Some studies, among others (Nagao et al. [20]), assessed the spatial correlation between aerodynamic pressures and revealed that the correlations for the "longitudinal speed fluctuation" did not coincide with the "aerodynamic pressure fluctuation" process. However, in this study, it is assumed that the pressures, which act on the structure, are direct functions of the speed, as in the classic model from Davenport adopted in the ABNT NBR 6123:1988 [2], spectral density and crossing correlation functions are not considered for the pressure fluctuation.

Since the values of forces due to wind depend on the velocities assumed by the structure, the vector force is updated for each increment of time and the new values being function of the relative velocity calculated in the previous increment. The programming of this routine was developed using the \*vget command, available in APDL language and it was not necessary to interrupt and restart the simulation at each increment of time for an update of the forces.

# 3.3 Simulation, in time, of the fluctuant component of wind speed

For the accomplishment of a nondeterministic dynamic analysis in time domain, the creation of time functions for the floating portion of the longitudinal wind speed is necessary. To create an aleatory sign with a null average, from a given energy spectrum, a Fourier series is used. The function can be generated from the following equation [21]:

$$\mathbf{v}(t) = \sqrt{2} \sum_{i=1}^{N} \sqrt{S^{V}(f_{i})\Delta f} \cos(2\pi f_{i}t + \theta_{i})$$
(3.6)

#### where:

 $S^{v}(f_{i})$  is spectral density function;;

N is the number of frequency intervals  $\Delta f$  considered in the;

 $f_i$  is frequency i, in Hertz;

t t is time, in seconds;

 $\Delta f$  is frequency increment, in Hertz;

 $\boldsymbol{\theta}_{_{i}}$  is aleatory lag angle, between 0 e  $2\pi.$ 

When developing the spectrum division, natural frequencies of the structure must be included in the frequencies so that the result is not an underestimate of the real one. The current model is extremely expensive, in computational means, once that for each time interval, a new spectrum division is considered and a summation of the last equation is done.

#### 3.4 Power spectrum of the turbulence longitudinal component

The main application of the power spectrum is to determine composition, in frequency, of an aleatory process. For the determination of the spectral density function *(PSDF – "Power spectral density functions")*, a formulation proposed by Kaimal is used, shown in the following equation [1]:

$$\frac{f S^{V}(z,f)}{u_{*}^{2}} = \frac{200 x}{(1+50x)^{5/3}}; x(z,f) = \frac{z f}{\overline{V}_{z}}$$
(3.7)

where:

f is frequency, in Hertz;

u, is friction speed, in m/s;

z is height above ground, in meters.

Friction speed can be described as:

$$u_* = \frac{k \bar{V}_z}{\ln (z/z_0)}$$
(3.8)

where:

k is Kárman's constant, approximately 0,4;  $z_0$  is terrain rugosity.

#### 3.5 Statistic characteristics of the interdependence between aleatory processes

For large structures, not only temporal series but also multiple series correlated in space, are necessary.

The probabilistic distribution of wind speed is considered a normal or Gaussian distribution [22]. Taking e, two aleatory processes, representing wind speed fluctuation at two points of a structure, it is possible to measure their interdependence using the crossspectral density and cross-correlation functions, presented in the next equations:

$$S^{v_1,v_2}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} C^{v_1,v_2}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau$$
(3.9)

$$C^{v_1,v_2}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^{v}(f) e^{-F} e^{i2\pi f\tau} df$$
(3.10)

#### where:

 $S^{v_1,v_2}(f)$  is the cross spectral density function for points 1 and 2;  $C^{v_1,v_2}(\tau)$  is the cross-correlation for points 1 and 2;  $\tau$  is the arbitrary time interval.

Function is expressed by:

$$F = \frac{f [C_{1x}^2 (x_1 - x_2) + C_{1z}^2 (z_1 - z_2)]^{1/2}}{\overline{V}(10)}$$
(3.11)

where:

 $x_{_1}, x_{_2}, z_{_1}$  and  $z_{_2}$  are horizontal and vertical coordinates from points 1 and 2;

 $C_{\rm 1x}$  and  $C_{\rm 1z}$  are decay coefficients in the vertical and transversal directions.

Wind tunnel testing indicates that the values of the decay coefficients depend on several factors, among them, average speed, roughness of the terrain and height above surface. Values of  $C_{1x} = 16$  and  $C_{1z} = 10$  are suggested for the usual practice in projects [23].

Adopting two temporal series ( $v_1(t)$  and  $v_2(t)$ ), simultaneously, at points 1 and 2, means that seja  $\tau = 0$ , a cross-correlation function  $C_1$  is obtained.

$$C_{1} = C^{v_{1},v_{2}}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^{v}(f) e^{-F} df$$
(3.12)

Calculating the value of C<sub>1</sub> for different performance ranges  $(\Delta L = (x_1 - x_2)$  or  $(z_1 - z_2)$ , it is possible to build a graphic that correlates the coefficients (C<sub>1</sub>) obtained with the performance ranges ( $\Delta L$ ).

The autocorrelation function of processes (at the same point) is given by:

$$C^{\nu}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^{\nu}(f) e^{i2\pi f\tau} df = \int_{-\infty}^{+\infty} S^{\nu}(f) \cos(2\pi f\tau) df$$
(3.13)

Knowing the value of the autocorrelation function, it is possible to find time  $\tau_1$  for which the autocorrelation is equal to the calculated cross-correlation value considering null  $\tau$ . Thereby, the temporal functions at points 1 and 2, especially correlated, can be expressed by the same temporal series, with a time lag equal to  $\tau_1$ .

The following list is a brief description of the stages which need to be followed in order to obtain a spatial correlation between neighboring temporal series:

- a) define bandwidth  $\Delta L$  for the temporal series;
- b) define the cross-correlation value C<sub>1</sub>;
- c) define the time interval  $\tau_1$ ;
- d) creation of the temporal series according to the subclause 3.3, separated by a  $\tau_1$  time interval.

#### 4. NBR 6123 procedure for dynamic analysis

#### 4.1 Overview

The ABNT NBR 6123:1988 [2] standard presents two methodologies for the calculation of the structures subjected to dynamic effects due to atmospheric turbulence, namely:

- Simplified continuous model: recommended for a buildings with constant section and uniform distribution of mass;
- Discrete method: recommended for general cases of buildings, where there are variable properties with height.

In this work the discrete model is used for the analysis of a concrete


Scheme for the discrete dynamic model [1]

chimney (example present in annex I.2 of this standard), due to the fact that this structure presents variable properties with height.

#### 4.2 Basic formulation - discrete model

The discrete model can be represented according to Figure 1, where:

 $\mathbf{x}_{i}$  is the displacement corresponding to the coordinate i;

- $\boldsymbol{A}_{\!i}\,$  is the area of influence corresponding to the coordinate i;
- $\boldsymbol{m}_{_{i}}$  is the discrete mass corresponding to the coordinate i;
- $\mathbf{z}_{i}$  is the height of element i from ground level;
- n is the number of degrees of freedom (i = 1, 2, ..., n);

Once the discretization of the structure is established, the natural frequencies fj and the modal form  $\vec{x_j}$  corresponding to the mode j, for j = 1, 2, ..., r, where r < n, and n is the number of modes retained in the solution. According to the requirements of Brazilian code ABNT NBR 6123:1988 [2], for buildings with a height of less than 150 meters, only the fist mode of vibration is considered sufficient, leading to a maximum error of 10%. This recommendation is related to the fact that buildings with constant section and approximately uniform mass distribution present preponderant resonant response in the first mode of vibration. For slender structures or structures with heavily variable rigidities, the contributions of modes 1, 2, etc., must be computed successively until the equivalent forces regarding the last calculated mode are negligible.

For each mode of vibration j, the total force due to the wind in the direction of the x-axis is given by:

$$F_{j} = \sum_{i=1}^{n} F_{i} = \sum_{i=1}^{n} \overline{F}_{i} + \widehat{F}_{i}$$
(3.14)

### Table 1

Characteristics of the chimney according to ABNT NBR 6123:1988 [2]

z (m)	External diameter (m)	Wall thickness (m)	Mass (kg/m)	Moment of inertia (m⁴)
180	4.75	0.17	9400	6.4
130	5.9	0.17	10900	12.6
80	7.42	0.25	17400	36.2
35	8.82	0.6	38700	131.6
0	9.86	0.6	43600	187.9

where the average force  $\overline{F}_i$  is equal to:

$$\bar{F}_{i} = \bar{q}_{o} b^{2} C_{ai} A_{i} (z_{i}/z_{ref})^{2p}$$
 (3.15)

 $C_{ai}$  is the drag coefficient corresponding to the coordinate i;  $z_{rot}$  is the reference height, equal to 10 meters;

b and p are coefficients dependent on the terrain type, indicated by ABNT NBR 6123:1988 [2];

 $C_{ai}$  are the drag coefficients corresponding to the x coordinate. The mean pressure is given by:

= 0,613 
$$(\bar{V}_p)^2$$
 ( $\bar{q}_o \text{ in } N/m^2 \text{ e } \bar{V}_p \text{ in } m/s$ ) (3.16)

where  $\ \overline{V}_p$  is the project velocity.

The floating component  $\ \hat{F}_i \$ is defined as:

$$\widehat{\mathbf{F}}_{i} = \mathbf{F}_{H} \, \boldsymbol{\psi}_{i} \, \mathbf{x}_{i} \tag{3.17}$$

where:

 $\overline{q}_{o}$ 

$$\psi_i = m_i/m_o \tag{3.18}$$

$$F_{H} = \bar{q}_{o} b^{2} A_{o} \frac{\sum_{i=1}^{N} \beta_{i} x_{i}}{\sum_{i=1}^{N} \psi_{i} x_{i}^{2}} \xi$$
(3.19)

$$\beta_{i} = C_{ai} (A_{i}/A_{o}) (z_{i}/z_{ref})^{p}$$
(3.20)

In the above equations, m<sub>o</sub> and A<sub>o</sub> are arbitrary reference values of mass and area, respectively;  $\xi$  is the dynamic amplification coefficient, proposed for the five land categories;  $\zeta$  is the critical damping ratio, proposed for several types of structures in ABNT NBR 6123:1988 [2].

### 5. Concrete chimney structure description

The structure of the chimney evaluated in this work is shown in the example of Annex I of the standard ABNT NBR 6123:1988 [2]. Tables 1 and 2 present the characteristics of the chimney and the properties of the adopted model.

The elasticity modulus considered for the concrete was 26.22 GPa and poisson coefficient equal to 0.2. The terrain was considered Type III and the critical damping ratio equal to  $\zeta = 0.01$  (reinforced concrete intrinsic damping). The factors S<sub>1</sub> and S<sub>3</sub> were taken equal to 1.0 and the velocity V<sub>2</sub> equal to 39.4 m/s.

The details of the discrete model procedure application according to ABNT NBR 6123:1988 [2] in chimney structure can be seen in Annex I of this standard. The numerical model developed and the application of the proposed procedure will be presented as follows.

#### Table 2

Properties and discretization of the structure according to ABNT NBR 6123:1988 [2]

z <sub>i</sub> (m)	X	m <sub>i</sub> (kg)	<b>A</b> <sub>i</sub> (m²)	C <sub>ai</sub>
20	1	1254	282.5	0.6
40	0.83	750	173.2	0.6
60	0.68	463.8	141.4	0.6
75	0.56	292.5	114	0.6
90	0.46	232.5	107.2	0.6
105	0.36	195	99.9	0.6
120	0.28	174.4	93	0.6
135	0.2	163.1	86.9	0.6
150	0.14	153.7	81.6	0.6
165	0.07	146.2	76.4	0.6
180	0.03	70.9	36.3	0.6



ELEMENTS

Numerical model developed at the Ansys®

### 6. Numerical model description and proposed procedure application

For the application of the proposed procedure to the chimney structure, a finite element model was developed using beam elements (*BEAM3*). The masses were considered concentrated in numerical model nodes, through *MASS21* elements. The geometric properties and the mass distribution are shown in Tables 1 and 2. The boundary conditions were translations and rotation prevented and the wind forces were applied in axis X positive direction. Figure 2 shows the model developed with the coordinate system considered

The procedure initially considered the constant average velocity for all nodes of the numerical model, once they are at the same height. However, in the problem under analysis, the velocity varied considerably over the structure height. Thus, a weighted average of the product between the pressures and areas of each node was performed, in order to determine a mean velocity value to be used in the proposed procedure. The average velocity adopted in the analysis, from the weighted average, was equal to 33.45 m/s. The routine developed for constant height can be generalized to variable z, which will be the subject of further studies. The calculated time interval, used in the time series lag between the nodes, was equal to 1.77 seconds. The time increment ("*timestep*") used in the solution was equal to 0.1 seconds.

**ANSYS** Table 3

Natural frequencies of the chimney structure

Mode	Natural frequency [Hz]	Description
1°	0.257	First bending mode
2°	0.909	Second bending mode
3°	2.163	Third bending mode
4°	3.834	Fourth bending mode
5°	6.319	Fifth bending mode
6°	10.567	Sixth bending mode
7°	16.188	Seventh bending mode

The critical damping ratio of  $\zeta$  = 0.01 resulted in multiplicative coefficients of mass and stiffness matrices,  $\alpha$  and  $\beta$ , equal to 0.032 and 0.00021, respectively.

### 7. Results

#### 7.1 Chimney modal analysis

The natural frequencies of the chimney structure were determined through the numerical model, presented in Table 3.

The first natural frequency is close to the value determined by the approximate formulation present in ABNT NBR 6123: 1988 [2], where the first natural frequency is given by  $f_1 = 1/(0.02 \text{ x h}) = 0.28$  Hz, with the height of the chimney in meters.

7.2 Comparison between results of dynamic analysis of the chimney structure and results of ABNT NBR 6123: 1988 [2]

After the development of the dynamic analysis it was possible to obtain the time series of the displacements, velocities and accelerations of the chimney top node, and the support reactions of the base node of the structure, shown in Figures 3 and 4, respectively. Table 4 shows the maximums for each time series. The presented values were obtained with and without consideration of the geometric nonlinearity, and both cases without the consideration of aerodynamic damping.

The initial values were not taken into account since they were affected by the transient period of introduction of the forces corresponding to the mean component of the wind speed.

Comparing the time series and the maximum values it is possible to conclude that the geometric nonlinearity consideration in the



#### Figure 3

Time series of displacements, velocities and accelerations with (a) and without (b) the geometric non-linearity consideration



Time series of the support reaction in the direction of wind speed with (a) and without (b) the geometric non-linearity consideration

### Table 4

Maximum values of displacement, velocity, acceleration and support reaction with and without the geometric non-linearity consideration

	With geometric non-linearity	Without geometric non-linearity	Difference [%]
Displacement [m]	0.2936	0.2918	0.60
Velocity [m/s]	0.0840	0.0809	3.70
Acceleration [m/s²]	0.1784	0.1763	1.17
Support reaction F <sub>x</sub> [kN]	1011.7	1008.5	0.31
Bending in support M <sub>z</sub> [kN.m]	79315.0	78092.8	1.54

dynamic analysis of the chimney under study did not significantly influence in the results, being the maximum difference less than 4%. This is mainly due to the small displaceability of the structure.

Figure 5 shows the time series of displacements, velocities and accelerations of the chimney top node and the support reactions, taking into account aerodynamic damping and the effect of geometric nonlinearity. Table 5 shows the maximums for each time series.

The maximum values calculated for the displacements, veloci-

Time [s]

ties, accelerations and support reactions obtained with aerodynamic damping were lower by up to 2.24% than the values obtained without considering damping. It is observed that the maximum speed value of the top of the chimney (0.08 m/s) wan considerably lower than the values adopted for wind speed. Although the consideration of aerodynamic damping reduces the maximum values obtained, it is not relevant in the behavior of the structure under analysis.

### Table 5

Maximum values of displacement, velocity, acceleration and support reaction with and without aerodynamic damping consideration (with geometric non-linearity)

	With aerodynamic damping	Without aerodynamic damping	Difference [%]		
Displacement [m]	0.2899	0.2936	1.28		
Velocity [m/s]	0.0822	0.0840	2.24		
Acceleration [m/s <sup>2</sup> ]	0.1767	0.1784	0.95		
Support reaction F <sub>x</sub> [kN]	1008.9	1011.7	0.27		
Bending in support M <sub>z</sub> [kN.m]	78338.5	79315.0	1.24		



### Figure 5

Displacement [m]; Velocity [m/s]

and Acceleration [m/s<sup>2</sup>]

0.30

0.20

0.10

0.00

-0.10

-0.20

Time series of displacements, velocities, accelerations (a) and support reactions (b) taking into consideration of aerodynamic damping and geometric non-linearity

### Table 6

Comparison of the maximum reactions according to the methodologies evaluated

ABNT NBR 6123:1988 [kN]	Proposed procedure [kN]	Difference [%]
180	4.75	0.17

Table 6 shows the maximum values of the support reactions ( $F_x$ ) obtained through the procedure in ABNT NBR 6123:1988 [2] and the proposed methodology, taking into account the effect of geometric non-linearity and aerodynamic damping.

Considering the difference observed in the comparison of the responses, the result obtained with the proposed procedure is considered acceptable, once the result obtained through the procedure of standard ABNT NBR 6123:1988 [2] is simplified and was determined with the consideration of only the first mode of the structure. The difference presents the same order of the expected error value for this simplification, indicated in ABNT NBR 6123:1988 [2] and confirmed by Blessmann [1], equal to 10%.

It is important to note that the differences found (12.5%) are not due to the consideration of geometric non-linearity or aerodynamic damping, since the structure presented similar answers without these considerations.

In order to better verify the influence of geometric nonlinearity and aerodynamic damping on high chimney structures, the evaluation of a hypothetical chimney with lower rigidity is proposed, whose results are found as follows.

# 7.3 Dynamic analysis of the chimney structure with reduced inertia

In order to evaluate the relationship between the results obtained previously and the rigidity of the structure, the dynamic behavior of a hypothetical chimney with the same properties of the chimney evaluated before, but with the inertia reduced by half, was analyzed. The other parameters and the wind load were kept unchanged. Table 7 presents the first natural frequencies obtained for the structure of the chimney with reduced inertia.

The time series of the displacements, velocities and accelerations of the chimney top node and the support reactions are shown in Figures 6 and 7, respectively. Table 8 shows the maximums for

### Table 7

Natural frequencies of the chimney structure with reduced inertia

Mode	Natural frequency [Hz]	Description
1°	0.182	First bending mode
2°	0.643	Second bending mode
3°	1.529	Third bending mode
4°	2.711	Fourth bending mode
5°	4.468	Fifth bending mode
6°	7.472	Sixth bending mode
7°	11.447	Seventh bending mode



### Figure 6

Time series of displacements, velocities and accelerations with (a) and without (b) the geometric non-linearity consideration for the chimney with reduced inertia



### Figure 7

Time series of the support reaction in the direction of wind speed with (a) and without (b) the geometric non-linearity consideration for the chimney with reduced inertia

### Table 8

Maximum values of displacement, velocity, acceleration and support reaction with and without the geometric non-linearity consideration for the chimney with reduced inertia

	With geometric non-linearity	Without geometric non-linearity	Difference [%]	
Displacement [m]	0.6784	0.6179	8.92	
Velocity [m/s]	0.1419	0.1464	3.21	
Acceleration [m/s²]	0.1646	0.1629	1.04	
Support reaction F <sub>x</sub> [kN]	1057.1	1055.8	0.11	
Bending in support M <sub>z</sub> [kN.m]	84506.8	79615.3	5.79	

each time series. The presented values were obtained with and without consideration of the geometric nonlinearity, and both cases without the consideration of aerodynamic damping.

The geometric non-linearity consideration in the analysis of the chimney with reduced inertia resulted in the increase of the displacements and maximum support reactions of 9% and 6%, respectively.

Figure 8 shows the time series of displacements, velocities and accelerations of the chimney top node and the support reactions, with consideration of aerodynamic damping and the effect of geometric nonlinearity. Table 9 shows the maximums for each time series.

Again, the maximum values obtained with aerodynamic damping were lower than those obtained without damping. However, even with the increased velocities assumed by the modified structure, the effect of aerodynamic damping is negligible and the behavior of the structure is not significantly changed (1.25% reduction of maximum bending in the support).

The reduction of the rigidity of the structure implied, in relation to the results obtained for the original structure, in the increase of 130% of the maximum displacement and 61% of the maximum speed. For the support reactions, the increase was 4.40% of the horizontal reaction ( $F_x$ ) and 6.50% for the bending at the base ( $M_z$ ). The increases were due to the consideration of the geometric non-linearity of the structure, and aerodynamic damping did not have a considerable influence on the results.



### 8. Conclusions

A numerical procedure for the analysis of the dynamic behavior of concrete chimneys subjected to wind forces was proposed in this work. Geometric non-linearity and aerodynamic damping had their quantified influences on the dynamic response of the structure. Finally, the obtained results were compared with those determined from the simplified procedure for the dynamic analysis of structures present in ABNT NBR 6123:1988 [2].

For the evaluation of the proposed methodology, a 180-meter-high concrete chimney was considered, according to the example of ABNT NBR 6123:1988 [2]. For this structure, the geometric nonlinearity and aerodynamic damping considerations did not result in significant changes in the dynamic response, due to the low displacement and the small velocity values assumed by the structure. The efforts, when compared to those obtained through the procedure in ABNT NBR 6123:1988 [2], were 12.5% higher. In view of the difference observed, the result obtained with the proposed procedure was considered acceptable, once that the procedure of ABNT NBR 6123:1988 [2] is simplified and was determined using only the first mode of the structure. The difference presents the same order of the expected error value for this simplification, indicated in ABNT NBR 6123:1988 [2] and confirmed by Blessmann [1], equal to 10%.

### Table 9

Maximum values of displacement, velocity, acceleration and support reaction with and without aerodynamic damping consideration for the chimney with reduced inertia (with geometric non-linearity)

	With aerodynamic damping	Without aerodynamic damping	Difference [%]	
Displacement [m]	0.6679	0.6784	1.57	
Velocity [m/s]	0.1324	0.1419	7.17	
Acceleration [m/s²]	0.1649	0.1646	0.19	
Support reaction F <sub>x</sub> [kN]	1053.3	1057.1	0.36	
Bending in support M <sub>z</sub> [kN.m]	83458.5	84506.8	1.25	



### Figure 8

(a) Time series of displacements, velocities, accelerations (a) and support reactions (b) taking into consideration of aerodynamic damping and geometric non-linearity for the chimney with reduced inertia

Even for the higher values of velocity observed in the structure with reduced inertia, aerodynamic damping did not cause measurable changes to the structure response. The latter confirms that aerodynamic damping is irrelevant for low structural speeds.

### 9. References

- Blessmann, J. Introdução as estudo das ações dinâmicas do vento, 2. ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/ UFRGS, 2005.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT. NBR 6123: Forças devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- [3] Hirsh, G.; Bachman, H. Wind induced vibrations. Vibration Problems in Structures. Zurich: Institut fur Baustatik und Konstruktion/Birkhauser Verlag Basel, 1995.
- [4] Caracoglia, L. A stochastic model for examining alongwind loading uncertainty and intervention costs due to windinduced damage on tall buildings. Engineering Structures, v. 78, p. 121-132, 2014.
- [5] Bobby, S.; Spence, S.M.J.; Bernardini; E. Kareem. A. Performance-based topology optimization for wind-excited tall buildings: A framework. Engineering Structures, v. 74, p. 242-255, 2014.
- [6] Ambrosini, R.D.; Riera, J.D. Analysis of structures subjected to random wind loading by simulation in the frequency domain. Probabilistic Engineering Mechanics, p. 233-239, 2002.
- [7] Belloli, M.; Rosa, L.; Zasso, A. Wind loads and vortex shedding analysis on the effects of the porosity on a high slender tower. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 126, p. 75-86, 2014.
- [8] John, A.D.; Gairola, A., Ganju, E.; Gupta, A. Design wind loads on reinforced concrete chimney – An experimental case study. Procedia Engineering, v. 14, p 1252-1257, 2011.
- [9] Tamura, Y.; Kohsaka, R.; Nakamura, O., Miyashita, K. Modi, V. Wind-induced responses of an airport tower-efficiency of tuned liquid damper. Journal Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 65:121-31, 1996.
- [10] Henriques, J.; Paiva, F.; Barros, R. Wind action in the tower testing station. International Conference on Wind Engineering, Porto Alegre, 2015.
- [11] Koss, H.H.H.; Srouji, R.G. Scaling issues in the determination of wind loads on lattice masts. International Conference on Wind Engineering, Porto Alegre, 2015.
- [12] Ke, S.T; Ge, Y.J. The influence of self-excited forces on wind loads and wind effects for super-large cooling towers. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 132, p. 125-135, 2014.
- [13] Yang, F.; Yang, J.; Niu, H., Zhang, H. Design wind loads for tubular-angle steel cross-arms of transmission towers under skewed wind loading. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 140, p. 10-18, 2015.
- [14] Franco, M. Direct along-wind dynamic analysis of tall structures. Boletim técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo BT/PEF/9303, São Paulo, 1993.

- [15] Davenport, A.G. The prediction of the response of structures to gust wind. International Research Seminar on Safety of Structures under Dynamic Loading, Trondhei, v. 1, p. 257-284, 1978.
- [16] Davenport A.G. The response of tensions structures to turbulent Wind: the role of aerodynamic damping. 1st International Oleg Kerensky Memorial Conference on Tension Structures. London, 1988.
- [17] Carvalho, H. Efeitos do vento em linhas de transmissão. 2015. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- [18] ANSYS-12.1. Release 1.0 Documentation for Ansys. Canonsburg, United States, 2009.
- [19] Blessmann, J. O vento na engenharia estrutural, 1. ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/ UFRGS, 1995.
- [20] Nagao, F. et al. Basic study on spatial correlations of fluctuating lifts acting on plates. Journal of Wing Engineering, v. 91, p. 1349-1361, 2003.
- [21] Pfeil, M.S. Battista, R.C. Aerodynamic stability analysis of cable-stayed bridges. Journal of Structural Engineering, v. 121, p. 1784-1788, 1995.
- [22] Davenport, A.G. Buffeting of a suspension bridge by stormy winds. Journal of the Structural Division, ASCE, v. 88, n. ST3, 1962.
- [23] Simiu, E.; Scanlan, R.H. Wind Effects on Structures: Na Introduction to Wind Engineering, 2. ed. New York: John Wiley and Sons, 1986.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Dynamic analysis of a concrete chimney considering the aerodynamic damping

# Análise dinâmica de uma chaminé de concreto considerando o amortecimento aerodinâmico









H. CARVALHO ª hermes@dees.ufmg.br https://orcid.org/0000-0002-4652-8068

G. QUEIROZ a gilsonmaque@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-5341-8054

P. M. L. VILELA a paulinhamlvilela@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-7442-0601

R. H. FAKURY a fakury@dees.ufmg.br https://orcid.org/0000-0002-1884-5699

### Abstract

Usually, the analysis of structures under wind loading is performed using an equivalent static analysis, where the influence of floating response is taken into account by the gust factor. This methodology can be used in case of rigid structures for not presenting a considerable dynamic response. More flexible structures, in particular those lightly damped, may show an important response and their dynamic properties must be considered in the analysis. The aim of this paper is to present a methodology for dynamic analysis of structures under wind loading considering the geometric nonlinearity, the vibration caused by the kinetic energy of wind gusts and the aerodynamic damping due to the relative movement between this structure and the wind. The formulation proposed is applied to a 180-meter-high concrete chinney and the results were compared with those obtained through the recommendation given in the standard ABNT NBR 6123:1988 [2] for the dynamic structural analysis.

Keywords: structures subjected to wind loads, nonlinear dynamic analysis, fluid-structure interaction, aerodynamic damping.

### Resumo

Tradicionalmente, estruturas submetidas ao vento são avaliadas através de análises estáticas com carregamentos equivalentes, onde a influência da resposta flutuante é levada em conta por meio do fator de rajada. Essa metodologia é aplicável a estruturas suficientemente rígidas para não apresentarem resposta dinâmica ponderável []. Estruturas mais flexíveis, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta ressonante e devem ter suas propriedades dinâmicas consideradas na análise. O objetivo deste artigo é apresentar uma metodologia para a análise dinâmica de estruturas submetidas ao vento considerando a não-linearidade geométrica, a vibração causada pela energia cinética das rajadas de vento e o amortecimento aerodinâmico devido ao movimento relativo entre a estrutura e o vento. A metodologia proposta é aplicada à estrutura de uma chaminé de concreto com 180 metros de altura, sendo os resultados comparados com os obtidos através das recomendações da norma ABNT NBR 6123:1988 [] para a análise dinâmica de estruturas.

Palavras-chave: estruturas sujeitas ao vento, análise dinâmica não-linear, interação fluido-estrutura, amortecimento aerodinâmico.

Received: 21 Jun 2017 • Accepted: 26 Jun 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

Federal University of Minas Gerais, Structural Engineering Department, Belo Horizonte, MG, Brazil.

### 1. Introdução

A ocorrência de acidentes de estruturas submetidas ao vento, sem que a velocidade de projeto tenha sido atingida, indica que o colapso pode ter sido causado por ações dinâmicas ou erros nas estimativas das forças de vento. Mas quando é necessário considerar os efeitos dinâmicos do vento? Naturalmente não é possível apresentar uma resposta simples para o problema. Um modo de resolver essa dúvida seria simplesmente calcular os esforços devido ao vento com e sem a consideração dos efeitos dinâmicos, a fim de verificar a diferença entre as respostas. Uma vez indicada a diferença tolerável, o engenheiro poderá definir a metodologia de cálculo a ser empregada a cada tipologia estrutural.

A questão proposta significa verificar se uma estrutura pode ser considerada rígida (i.é, efeitos dinâmicos desprezáveis) ou flexível (i.é, os efeitos dinâmicos não devem ser desprezados). (Hirsch e Bachmann [3]) sugerem que uma estrutura submetida ao vento é definida como rígida se a resposta dinâmica aos efeitos de rajada ou turbulência não excede em até 10% da resposta estática. Os sistemas estruturais submetidos a forças de vento apresentam-se com variadas formas e comportamentos, por exemplo: cabos, edifícios baixos e altos, chaminés, torres, pontes, entre outros. Sendo assim, é uma tarefa complexa definir parâmetros para a avaliação da necessidade de realização de análises dinâmicas no projeto dos mais diversos tipos de estrutura. Diversos pesquisadores desenvolveram estudos envolvendo análises dinâmicas em diferentes tipologias de estruturas. Por exemplo, (Caracoglia et al. [4]) e (Bobby et al. [5]) avaliaram prédios esbeltos, (Ambrosini et al. [6]), (Belloli et al. [7]) e (John et al. [8]) avaliaram chaminés, (Tamura et al. [9]), (Henriques et al. [10]) e (Koss et al. [11]) avaliaram torres e mastros, (Ke et al. [12]) avaliaram torres de resfriamento e (Yang et. al [13]) estudaram o comportamento de torres de transmissão submetidas ao vento. (Franco [14]) desenvolveu um procedimento denominado

por ele de método do "vento sintético" para o cálculo das rajadas, atuantes na posição do centro de rajada da estrutura, posição essa determinada de maneira determinística.

Admitindo que a velocidade média do vento mantém-se constante em um intervalo representativo de tempo, pode-se dizer que os efeitos sobre a estrutura são puramente estáticos (resposta média). Já as flutuações da velocidade podem produzir, em estruturas muito flexíveis, oscilações importantes na direção da velocidade média (resposta ressonante).

Na prática comum de projeto, estruturas submetidas ao vento são avaliadas através de análises estáticas com carregamentos equivalentes, onde a influência da resposta ressonante é levada em conta por meio do fator de resposta às rajadas, proposto por Davenport [15]. Essa metodologia é aplicável a estruturas com frequências naturais superiores a 2,0 hertz, suficientemente rígidas para não apresentarem resposta ressonante ponderável [1]. Estruturas com frequências inferiores a esse limite, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta ressonante e devem ter suas propriedades dinâmicas consideradas na análise estrutural. A norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 [2] contempla o método do fator de rajada e, para edifícios e chaminés com período natural da estrutura igual ou superior a 1 segundo, dois modelos para a análise dinâmica, a saber: o modelo contínuo simplificado, para edificações com seção constante e distribuição uniforme de massa; o modelo discreto, para edificações com propriedades variáveis. Para a avaliação dinâmica de outras tipologias estruturais não existem procedimentos ou diretrizes presentes nesta norma.

Este artigo tem por objetivo apresentar a uma metodologia para a avaliação dos efeitos dinâmicos causados pela energia cinética das rajadas de vento (turbulência atmosférica), considerando a interação entre o fluido e a estrutura e a não linearidade geométrica. Na avaliação das vibrações causadas pelo vento é de extrema importância a consideração dessa interação, ou seja, do amortecimento aerodinâmico, principalmente nos casos de estruturas que desenvolvem velocidades elevadas quando excitadas pelo vento [16] [17] ou apresentem mudança substancial de sua forma ou orientação durante a atuação das forças. A metodologia proposta limita-se a considerar a influência do amortecimento aerodinâmico devido ao movimento relativo entre a estrutura e o vento, ambos atuantes na mesma direção, não sendo considerados casos de vibração causados por vórtices de von Kármán, galope, martelamento e por drapejamento.

O carregamento do vento é determinado através de métodos estatísticos, sendo as flutuações da velocidade representadas por um processo aleatório estacionário e ergódico. Como o procedimento proposto é baseado no cálculo instantâneo das velocidades, deve ser realizada uma análise no domínio do tempo, permitindo o cálculo das forças dinâmicas do vento a cada incremento de tempo.

### 2. Metodologia desenvolvida

Com o intuito de avaliar a vibração causada pela energia cinética das rajadas de vento em estruturas, foi elaborado um procedimento numérico para a análise dinâmica com forças de vento variáveis no tempo e no espaço. Sobreposto ao amortecimento estrutural foi considerado o amortecimento aerodinâmico diretamente na determinação das pressões dinâmicas do vento, por meio da utilização de velocidades relativas entre a estrutura e o vento. A não linearidade geométrica também teve sua influência avaliada no comportamento da estrutura.

A velocidade do vento pode ser expressa como uma função temporal composta por uma componente média e outra flutuante. No procedimento proposto, a parcela média é obtida a partir das isopletas sugeridas pela norma ABNT NBR 6123:1988 [2] e a parcela flutuante é determinada por meio de parâmetros estatísticos, tais como: distribuição de probabilidade, espectro de potência e funções de correlação cruzada.

O procedimento proposto é aplicado à estrutura de uma chaminé de concreto com 180 metros de altura, sendo os resultados obtidos comparados com os apresentados no exemplo da norma ABNT NBR 6123:1988 [2] para a análise dinâmica com o modelo discreto. Por fim, com o objetivo de evidenciar algumas características do comportamento de chaminés de concreto com altura elevada sujeitas ao vento, uma estrutura de uma chaminé hipotética mais flexível foi avaliada.

### 3. Procedimento numérico proposto para a análise dinâmica

#### 3.1 Descrição geral

A análise dinâmica da estrutura submetida ao vento envolve as seguintes etapas [17]:

- 1ª Etapa: As forças gravitacionais são aplicadas gradualmente, sendo a configuração deformada da estrutura obtida a partir de uma análise não linear estática (os efeitos dinâmicos são desativados nessa etapa de carregamento no programa computacional utilizado).
- 2ª Etapa: As forças aerodinâmicas correspondentes à parcela média da velocidade do vento são aplicadas à estrutura como forças nodais. A análise já é dinâmica nessa etapa, o que implica em alguns cuidados. As forças devem ser introduzidas lentamente, em pequenos incrementos, de forma que as velocidades assumidas pela estrutura nessa etapa não sejam expressivas e, portanto, não interfiram nos resultados da etapa seguinte de carregamento.
- 3ª Etapa: As forças de vento, compostas pela parcela média e pela parcela flutuante, são incluídas, como uma função arbitrária do tempo, para cada nó do modelo computacional. É processada, então, a análise dinâmica em regime transiente.

O procedimento em questão foi implementado no programa comercial ANSYS<sup>®</sup> [18], na linguagem de programação ANSYS Parametric Design Language (APDL).

#### 3.2 Amortecimento Aerodinâmico

A formulação para o amortecimento aerodinâmico proposta neste trabalho é considerada diretamente no cálculo das pressões de vento, com a utilização das velocidades relativas entre a estrutura e o vento, ambas na mesma direção.

A formulação básica para o cálculo das pressões de vento e da velocidade relativa é apresentada nas equações a seguir:

$$q_{wind} = \frac{1}{2} \rho \ V_R^2 = 0.613 \ V_R^2 \tag{3.1}$$

 $V_{R} = (V(t) - V_{str})$  (3.2)

$$V(t) = \overline{V}(z) + v(t)$$
(3.3)

$$\overline{V}(z) = \overline{V}_{10}(z/10)^p \tag{3.4}$$

onde:

q<sub>vento</sub> é a pressão dinâmica do vento;

 $\rho$  é a massa específica do ar em condições normais de pressão (101320 Pa) e de temperatura (15° C);

 $V_{\rm _R}$  é a velocidade relativa entre o vento e a estrutura, no ponto considerado;

V(t) é velocidade do vento na direção longitudinal;

 $V_{\mbox{\tiny estr}}$  é velocidade da estrutura, na direção do vento, no ponto considerado;

v(t) é a componente flutuante da velocidade do vento na direção longitudinal;

 $\overline{v}(z)$  é a componente média da velocidade longitudinal de projeto, em 10 minutos;

 $\overline{V}_{10}$  é a velocidade média de projeto a 10 metros de altura, com média em 10 minutos;

z é a altura em relação ao solo do ponto em estudo, em m;

p é o coeficiente exponencial relativo à rugosidade do terreno e intervalo de tempo.

A Equação 3.1 apresenta a formulação clássica para o cálculo da pressão dinâmica do vento, presente na norma ABNT NBR 6123:1988 [2], com a modificação da velocidade de referência adotada. Na versão clássica da expressão, utiliza-se a velocidade do vento, enquanto que no procedimento proposto considera-se a velocidade relativa entre o vento e a estrutura. Na maioria dos casos práticos, a velocidade desenvolvida pela estrutura excitada pelo vento é baixa ou nula, o que não altera os valores da pressão dinâmica. Porém, para estruturas mais esbeltas, as velocidades podem apresentar valores consideráveis e impactar consideravelmente nos valores da pressão dinâmica.

É importante salientar que a formulação ora proposta para o amortecimento aerodinâmico é valida para os casos em que o movimento da estrutura ocorre na mesma direção da velocidade do vento, com forças resultantes nessa direção. Assim, a Equação 3.2 representa a soma vetorial da velocidade longitudinal do vento e da velocidade assumida pela estrutura, na direção do vento. A pressão dinâmica do vento (Eq. 3.1) é o produto de um escalar pela velocidade relativa, tendo assim a mesma direção do vento velocidade relativa (direção do vento longitudinal).

A Equação 3.3 apresenta a decomposição da velocidade do vento em parcela média e flutuante, presente na norma ABNT NBR 6123:1988 [2]. A parcela média da velocidade do vento é função da altura em relação ao solo e pode ser correlacionada com qualquer velocidade média em outra altura z através da lei de potência, apresentada na Equação 3.4. Segundo Blessmann [19], a formulação apresentada para a lei de potência apresenta boa concordância com dados experimentais e baseia-se no intercâmbio de quantidade de movimento em uma camada limite atmosférica turbulenta. Na prática, fixa-se uma das alturas em um valor padrão (velocidade a 10 metros de altura, com média em 10 minutos) e determinam-se as velocidades a qualquer altura z. O coeficiente exponencial é função da rugosidade do terreno e do intervalo de integração da velocidade do vento, tabelado para diversas categorias de terreno e faixas de tempo de integração na norma ABNT NBR 6123:1988 [2].

Utiliza-se em análises dinâmicas a velocidade média com intervalo de integração igual a 10 minutos [2], descrita na equação a seguir:

$$\overline{V}_{10} = 0,69 \, V_0 \, S_1 S_3 \tag{3.5}$$

onde:

 $V_0$  é a velocidade de rajada, calculada sobre um intervalo de tempo igual a 3 segundos;

 $S_1$  é o fator topográfico associado ao relevo, conforme a ABNT NBR 6123:1988 [2];

 $\rm S_3$  é o fator estatístico associado à probabilidade de ruína, conforme a norma ABNT NBR 6123:1988 [2].

Alguns estudos, entre eles o de (Nagao et al. [20]), avaliaram a

correlação espacial entre as pressões dinâmicas e mostraram que as correlações para o processo de "flutuação da velocidade longitudinal" não coincidem com as do processo de "flutuação da pressão dinâmica". Apesar disso, no presente trabalho, assume--se que as pressões atuantes na estrutura são funções diretas da velocidade, conforme modelo clássico de Davenport adotado na norma ABNT NBR 6123:1988 [2], não sendo consideradas funções de densidade espectral e correlação cruzada específicas para a flutuação de pressões.

Como os valores das forças devidas ao vento dependem das velocidades assumidas pela estrutura, o vetor de forças é atualizado a cada incremento de tempo, sendo os novos valores função da velocidade relativa calculada no incremento anterior. A programação dessa rotina foi desenvolvida utilizando o comando \*vget, disponível na linguagem de programação *APDL*, e não foi necessária a interrupção da simulação e reinício a cada incremento de tempo e atualização do de forças.

#### 3.3 Simulação, no tempo, da componente flutuante da velocidade do vento

Para a realização da análise dinâmica não determinística no domínio do tempo é necessária a geração das funções temporais da parcela flutuante da velocidade longitudinal do vento. Utiliza-se para a geração do sinal aleatório de média igual a zero, a partir de um dado espectro de energia, o método da série de Fourier. Sendo assim, a função v(t) pode ser obtida conforme a equação a seguir [21]:

$$\mathbf{v}(t) = \sqrt{2} \sum_{i=1}^{N} \sqrt{S^{V}(f_{i})\Delta f} \cos(2\pi f_{i}t + \theta_{i})$$
(3.6)

onde:

S<sup>v</sup>(f<sub>i</sub>) é a função densidade espectral;

N é o número de intervalos ∆f de frequências considerado no espectro;

f<sub>i</sub> é a frequência i, em Hz;

t é o tempo, em segundos;

 $\Delta f$  é o incremento de frequência, em Hz;

 $\boldsymbol{\theta}_{_{i}}\,$  é o ângulo de fase aleatório, compreendido entre 0 e  $2\pi.$ 

Ao realizar a divisão do espectro deve-se ter o cuidado de incluir Ao realizar a divisão do espectro deve-se ter o cuidado de incluir nas frequências f, as frequências naturais da estrutura, de modo a não subestimar a resposta da estrutura. O modelo ora adotado é bastante dispendioso computacionalmente pois, para cada instante de tempo, é considerada a divisão do espectro e realizado o somatório da equação anterior.

### 3.4 Espectro de potência da componente longitudinal da turbulência

A principal aplicação do espectro de potência é para a determinação da composição, em frequência, de um processo aleatório. Para a definição da função densidade espectral  $S^{\vee}$  (*PSDF* – "*Power spectral density functions*"), utiliza-se a formulação proposta por Kaimal, apresentada na equação a seguir [1]:

$$\frac{f S^{V}(z,f)}{u_{*}^{2}} = \frac{200 x}{(1+50x)^{5/3}}; x(z,f) = \frac{z f}{\overline{V}_{z}}$$
(3.7)

onde:

f é a frequência, em Hz;

u, é a velocidade de fricção ou tangencial, em m/s;

z é a altura em relação ao solo do ponto em estudo, em m.

A velocidade de fricção pode ser descrita como:

$$\mathbf{u}_* = \frac{\mathbf{k} \, \mathbf{V}_z}{\ln\left(\mathbf{z}/\mathbf{z}_0\right)} \tag{3.8}$$

onde:

k é a constante de Kárman, aproximadamente igual a 0,4;  $z_0$  é a medida de rugosidade do terreno.

#### 3.5 Características estatísticas da interdependência entre processos aleatórios

Para estruturas com grandes dimensões faz-se necessária a geração de não somente uma série temporal, mas de várias, correlacionadas entre si no espaço.

Considera-se que a distribuição probabilística das velocidades de vento seja uma distribuição normal [22]. Tomando-se dois processos aleatórios  $v_1 e v_2$ , representando, por exemplo, as flutuações de velocidade de vento em dois pontos 1 e 2 de uma estrutura, pode-se medir a sua interdependência pelas funções densidade espectral cruzada e correlação cruzada, apresentadas a seguir:

$$S^{v_1,v_2}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} C^{v_1,v_2}(\tau) e^{-i2\pi f \tau} d\tau$$
(3.9)

$$C^{v_1,v_2}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^{v}(f) e^{-F} e^{i2\pi f\tau} df$$
(3.10)

onde:

 $S^{v_1,v_2}$  (f) é a função densidade espectral cruzada para os pontos 1 e 2;

 $C^{v_1,v_2}(\tau)$  é a correlação cruzada para os pontos 1 e 2;

 $\tau$  é um intervalo de tempo arbitrário.

A função F é expressa por:

$$F = \frac{f[C_{1x}^2(x_1 - x_2) + C_{1z}^2(z_1 - z_2)]^{1/2}}{\overline{V}(10)}$$
(3.11)

onde:

 $x_1^{},\,x_2^{},\,z_1^{}$  e  $z_2^{}$  são as coordenadas horizontais e verticais dos pontos 1 e 2, respectivamente;

 $\rm C_{1x}\, e\, C_{1z}$  são os coeficientes de decaimento nas direções horizontal transversal ao vento e vertical.

Ensaios em túnel de vento indicaram que os valores dos coeficientes de decaimento são função de vários fatores, dentre eles a velocidade média, a rugosidade do terreno e a altura acima da superfície. Valores de  $C_{tx} = 16 e C_{tz} = 10 são utilizados na prática usual de projetos [23].$ 

Considerando duas séries temporais ( $v_1$  (t) e  $v_2$  (t)) ocorrendo nos pontos 1 e 2 simultaneamente, ou seja  $\tau$  = 0, obtém-se a função de correlação cruzada C<sub>1</sub>:

$$C_{1} = C^{v_{1}, v_{2}}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^{v}(f) e^{-F} df$$
(3.12)

Calculando o valor de C<sub>1</sub> para diferentes larguras ( $\Delta L = (x_1 - x_2)$ ) ou  $(z_1 - z_2)$ ) de faixas de atuação, é possível construir um gráfico que relaciona os coeficientes (C<sub>1</sub>) obtidos com as larguras de faixa ( $\Delta L$ ).



### Figura 1

Esquema para modelo dinâmico discreto [1]

A função de autocorrelação dos processos (no mesmo ponto) é dada por:

$$C^{v}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^{v}(f) e^{i2\pi f\tau} df = \int_{-\infty}^{+\infty} S^{v}(f) \cos(2\pi f\tau) df$$
(3.13)

Conhecendo o valor da função de autocorrelação dos processos, Conhecendo o valor da função de autocorrelação dos processos, é possível determinar o tempo  $\tau_1$  para o qual a autocorrelação se iguale à correlação cruzada calculada considerando  $\tau$  nulo. Assim, as funções temporais nos pontos 1 e 2, correlacionadas espacialmente, podem ser expressas através de uma mesma série temporal, com defasagem de um intervalo de tempo igual a  $\tau_1$ .

A seguir, uma breve descrição das etapas que devem ser seguidas para obtenção da correlação espacial entre séries temporais vizinhas:

- a) definição da largura da faixa ∆L entre os pontos de análise das séries temporais;
- b) determinação do valor da correlação cruzada C,;
- c) determinação do intervalo de tempo  $\tau_1$ ;
- d) geração das séries temporais conforme o subitem 3.3, defasadas entre si de um intervalo de tempo igual a  $\tau_4$ .

### 4. Procedimento da NBR 6123 para análise dinâmica

4.1 Descrição geral

A norma de cálculo de forças devidas ao vento, ABNT NBR 6123:1988

### Tabela 1

### Características da chaminé, conforme a ABNT NBR 6123:1988 [2]

z (m)	Diâmetro externo (m)	Espessura da parede (m)	Massa (kg/m)	Momento de inércia (m⁴)
180	4,75	0,17	9400	6,4
130	5,9	0,17	10900	12,6
80	7,42	0,25	17400	36,2
35	8,82	0,6	38700	131,6
0	9,86	0,6	43600	187,9

[2], apresenta duas metodologias para o cálculo de estruturas submetidas a efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica, a saber:

- Modelo contínuo simplificado: recomendado para uma edificação com seção constante e distribuição uniforme de massa;
- Método discreto: recomendado para casos gerais de edificações, onde existem propriedades variáveis com a altura.

No presente trabalho emprega-se o modelo discreto para a análise de uma chaminé de concreto (exemplo presente no anexo I.2 desta norma), devido ao fato desta estrutura apresentar propriedades variáveis com a altura.

### 4.2 Formulação básica – modelo discreto

O modelo discreto pode ser representado conforme a Figura 1, onde:

 $\mathbf{x}_{i}$  é o deslocamento correspondente à coordenada i;

A, é a área de influência correspondente à coordenada i;

m<sub>i</sub> é a massa discreta correspondente à coordenada i;

 $\boldsymbol{z}_{i}$  é a altura do elemento i sobre o nível do terreno;

n é o número de graus de liberdade (i = 1, 2, ..., n).

Uma vez estabelecida a discretização da estrutura devem ser determinados, através da teoria de vibrações, as frequências naturais fj e a forma modal  $\overline{x_j}$  correspondente ao modo j, para j = 1, 2, ..., r, sendo r < n, e n o número de modos retidos na solução. Conforme as prescrições da norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 [2], para edificações com altura inferior a 150 metros, a retenção só do primeiro modo de vibração na solução é suficiente, conduzindo a erros máximos de 10%. Tal recomendação está relacionada ao fato de que edificações com seção constante e distribuição de massa aproximadamente uniforme apresentam resposta ressonante preponderante no primeiro modo de vibração. No caso de edificações muito esbeltas e/ou com rigidez fortemente variável, devem ser computadas sucessivamente as contribuições dos modos 1, 2, etc., até que as forças equivalentes ao último modo calculado sejam desprezáveis.

Para cada modo de vibração j, a força total F<sub>j</sub> devida ao vento na direção da coordenada x é dada por:

$$F_{j} = \sum_{i=1}^{n} F_{i} = \sum_{i=1}^{n} \overline{F}_{i} + \widehat{F}_{i}$$
(3.14)

na qual a força média  $\ \overline{F}_i \$  é igual a:

$$\bar{F}_{i} = \bar{q}_{o} b^{2} C_{ai} A_{i} (z_{i}/z_{ref})^{2p}$$
(3.15)

sendo:

C<sub>ai</sub> é o coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i;

#### Tabela 2

Propriedades e discretização da estrutu	ra,
conforme a ABNT NBR 6123:1988 [2]	

z <sub>i</sub> (m)	X <sub>i</sub>	m <sub>i</sub> (kg)	A <sub>i</sub> (m²)	C <sub>ai</sub>
20	1	1254	282,5	0,6
40	0,83	750	173,2	0,6
60	0,68	463,8	141,4	0,6
75	0,56	292,5	114	0,6
90	0,46	232,5	107,2	0,6
105	0,36	195	99,9	0,6
120	0,28	174,4	93	0,6
135	0,2	163,1	86,9	0,6
150	0,14	153,7	81,6	0,6
165	0,07	146,2	76,4	0,6
180	0,03	70,9	36,3	0,6

Elemento de massa (ML4SS21) Elemento de viga (BEAM3)

### Figura 2

ELEMENTS

Modelo numérico desenvolvido no Ansys®

z<sub>ref</sub> é a altura de referência, tomada igual a 10 metros;

b e p são coeficientes dependentes do tipo do terreno, indicados pela ABNT NBR 6123:1988 [2];

 $C_{ai}$  são os coeficientes de arrasto correspondentes à coordenada x. A pressão média é dada por:

$$\bar{q}_{0} = 0.613 (\bar{V}_{p})^{2} (\bar{q}_{0} \text{ in } N/m^{2} e \bar{V}_{p} \text{ in } m/s)$$
 (3.16)

onde  $\overline{V}_p$  é a velocidade de projeto.

A componente flutuante  $\ \widehat{F}_i \ \ \acute{e}$  dada por:

$$\hat{\mathbf{F}}_{i} = \mathbf{F}_{H} \, \boldsymbol{\psi}_{i} \, \mathbf{x}_{i} \tag{3.17}$$

sendo:

$$\psi_i = m_i / m_0 \tag{3.18}$$

$$F_{H} = \bar{q}_{o} b^{2} A_{o} \frac{\sum_{i=1}^{N} \beta_{i} x_{i}}{\sum_{i=1}^{N} \psi_{i} x_{i}^{2}} \xi$$
(3.19)

$$\beta_{i} = C_{ai}(A_{i}/A_{o}) (z_{i}/z_{ref})^{p}$$
(3.20)

Nas equações anteriores, m<sub>o</sub> e A<sub>o</sub> denotam valores arbitrários de referência de massa e de área, respectivamente;  $\xi$  é o coeficiente de amplificação dinâmica, proposto para as cinco categorias de terreno;  $\zeta$  é a razão de amortecimento crítico, proposto para diversos tipos de estruturas na ABNT NBR 6123:1988 [2].

ANSYS Tabela 3

Frequências naturais da estrutura da chaminé

Modo	Frequência natural [Hz]	Descrição
1°	0,257	Primeiro modo de flexão
2°	0,909	Segundo modo de flexão
3°	2,163	Terceiro modo de flexão
4°	3,834	Quarto modo de flexão
5°	6,319	Quinto modo de flexão
6°	10,567	Sexto modo de flexão
7°	16,188	Sétimo modo de flexão

### 5. Descrição da estrutura da chaminé de concreto

A estrutura da chaminé avaliada no presente trabalho é a apresentada no exemplo do Anexo I da norma ABNT NBR 6123:1988 [2]. As tabelas 1 e 2 apresentam as características da chaminé e as propriedades do modelo adotado.

O módulo de elasticidade considerado para o concreto foi de 26,22 GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,2. O terreno foi considerado do Tipo III e a razão de amortecimento crítico igual a  $\zeta = 0,01$  (amortecimento intrínseco do material estrutural concreto armado). Os fatores S<sub>1</sub> e S<sub>3</sub> foram tomados como iguais a 1,0 e a velocidade V<sub>o</sub> igual a 39,4 m/s.

Os detalhes da aplicação do procedimento para o modelo discreto conforme a ABNT NBR 6123:1988 [2] à estrutura da chaminé podem ser obtidos no Anexo I dessa norma. Já o detalhamento do modelo numérico desenvolvido e a aplicação do procedimento proposto serão apresentados a seguir.

### 6. Descrição do modelo numérico e aplicação do procedimento proposto

Para a aplicação do procedimento proposto à estrutura da chaminé foi elaborado um modelo em elementos finitos utilizando elementos de viga (*BEAM3*). As massas foram consideradas concentradas nos nós do modelo numérico, através de elementos *MASS21*. As propriedades geométricas bem como a distribuição de massa foram modeladas conforme apresentado nas Tabelas 1 e 2. A base da estrutura teve as translações e rotação impedidas (engaste) e as forças de vento foram aplicadas no sentido do eixo X positivo. A Figura 2 apresenta o modelo desenvolvido com os eixos coordenados considerados.



### Figura 3

Séries temporais dos deslocamentos, velocidades e acelerações com (a) e sem (b) a consideração da não linearidade geométrica



### Figura 4

Séries temporais da reação de apoio na direção da velocidade do vento com (a) e sem (b) a consideração da não linearidade geométrica

### Tabela 4

Valores máximos de deslocamento, velocidade, aceleração e reação de apoio com e sem a consideração da não linearidade geométrica

	Com linearidade geométrica	Sem linearidade geométrica	Diferença [%]
Deslocamento [m]	0,2936	0,2918	0,60
Velocidade [m/s]	0,0840	0,0809	3,70
Aceleração [m/s²]	0,1784	0,1763	1,17
Reação de apoio F <sub>x</sub> [kN]	1011,7	1008,5	0,31
Momento no apoio M <sub>z</sub> [kN.m]	79315,0	78092,8	1,54

A rotina do procedimento foi concebida inicialmente considerando a velocidade média constante para todos os nós do modelo numérico, considerando que esses se encontram na mesma altura. Porém, no problema em análise, a velocidade varia consideravelmente ao longo de toda a altura da estrutura. Sendo assim, foi realizada uma média ponderada do produto entre as pressões e áreas de cada nó, com intuito de determinar um valor de velocidade média a ser utilizado no procedimento proposto. A velocidade média adotada na análise, proveniente da média ponderada, foi igual a 33,45 m/s. Obviamente,

a rotina desenvolvida para altura constante pode ser generalizada para z variável, o que será objeto de um próximo trabalho. O intervalo calculado de tempo  $\tau_1$ , utilizado na defasagem das séries temporais entre os nós, foi igual a 1,77 segundos. O incremento de tempo (*"timestep"*) utilizado na solução foi igual a 0,1 segundos.

A razão de amortecimento crítico igual a  $\zeta$  = 0,01 resultou em coeficientes multiplicativos das matrizes de massa e rigidez,  $\alpha$  e  $\beta$ , iguais a 0,032 e 0,00021, respectivamente.

### Tabela 5

Valores máximos de deslocamento, velocidade, aceleração e reação de apoio com e sem a consideração do amortecimento aerodinâmico (não linearidade geométrica incluída)

	Com amortecimento aerodinâmico	Sem amortecimento aerodinâmico	Diferença [%]
Deslocamento [m]	0,2899	0,2936	1,28
Velocidade [m/s]	0,0822	0,0840	2,24
Aceleração [m/s²]	0,1767	0,1784	0,95
Reação de apoio F <sub>x</sub> [kN]	1008,9	1011,7	0,27
Momento no apoio M <sub>z</sub> [kN.m]	78338,5	79315,0	1,24



### Figura 5

(a) Séries temporais dos deslocamentos, velocidades, acelerações (a) e reações de apoio
 (b) com a consideração do amortecimento aerodinâmico e da não linearidade geométrica

#### Tabela 6

Comparação das reações máximas entre as metodologias avaliadas

ABNT NBR 6123:1988 [kN]	Procedimento proposto [kN]	Diferença [%]
180	4,75	0,17

### 7. Resultados

### 7.1 Análise modal da estrutura da chaminé

Através do modelo numérico desenvolvido foram determinadas as primeiras frequências naturais da estrutura da chaminé, apresentadas na Tabela 3.

O valor encontrado para a primeira frequência natural foi próximo ao valor determinado através da formulação aproximada presente na norma ABNT NBR 6123:1988 [2], onde a primeira frequência natural é dada por  $f_1 = 1/(0,02 \text{ x h}) = 0,28 \text{ Hz}$ , sendo h a altura da chaminé em metros.

### 7.2 Análise dinâmica da estrutura da chaminé e comparação com os resultados da ABNT NBR 6123:1988 [2]

Após o desenvolvimento da análise dinâmica, foi possível obter as séries temporais dos deslocamentos, velocidades e acelerações

do nó do topo da chaminé, e as reações de apoio do nó da base da estrutura, apresentadas nas Figuras 3 e 4, respectivamente. A Tabela 4 apresenta os máximos para cada uma destas séries temporais. Os valores apresentados foram obtidos com e sem a consideração da não linearidade geométrica, sendo ambos os casos sem a consideração do amortecimento aerodinâmico.

Os valores iniciais das respostas foram desprezados devido ao fato de estarem compreendidos no período transiente de introdução das forças correspondentes à parcela média da velocidade do vento. Comparando as séries temporais e os valores máximos é possí-

vel concluir que a consideração da não linearidade geométrica na análise dinâmica da chaminé em estudo não influenciou significativamente nos resultados, sendo a diferença percentual máxima

#### Tabela 7

Frequências naturais da estrutura da chaminé com inércia reduzida

Modo	Frequência natural [Hz]	Descrição
٦°	0,182	Primeiro modo de flexão
2°	0,643	Segundo modo de flexão
3°	1,529	Terceiro modo de flexão
4°	2,711	Quarto modo de flexão
5°	4,468	Quinto modo de flexão
6°	7,472	Sexto modo de flexão
7°	11,447	Sétimo modo de flexão



### Figura 6

Séries temporais dos deslocamentos, velocidades e acelerações com (a) e sem (b) a consideração da não linearidade geométrica para a chaminé com inércia reduzida



### Figura 7

Séries temporais das reações de apoio na direção da velocidade do vento com (a) e sem (b) a consideração da não linearidade geométrica para a chaminé com inércia reduzida

### Tabela 8

Valores máximos de deslocamento, velocidade, aceleração e reação de apoio com e sem a consideração da não linearidade geométrica para a chaminé com inércia reduzida

	Com linearidade geométrica	Sem linearidade geométrica	Diferença [%]
Deslocamento [m]	0,6784	0,6179	8,92
Velocidade [m/s]	0,1419	0,1464	3,21
Aceleração [m/s²]	0,1646	0,1629	1,04
Reação de apoio F <sub>x</sub> [kN]	1057,1	1055,8	0,11
Momento no apoio M <sub>z</sub> [kN.m]	84506,8	79615,3	5,79

inferior a 4%. Isso se deve principalmente a pequena deslocabilidade da estrutura.

A Figura 5 apresenta as séries temporais dos deslocamentos, velocidades e acelerações do nó do topo da chaminé e as reações de apoio, com a consideração do amortecimento aerodinâmico e do efeito da não linearidade geométrica. A Tabela 5 apresenta os máximos para cada uma destas séries temporais.

Os valores máximos calculados para os deslocamentos, velocidades, acelerações e reações de apoio obtidos com a consideração do amortecimento aerodinâmico apresentaram-se inferiores em até 2,24%, no máximo, aos valores obtidos sem a consideração desse amortecimento. Observa-se que o valor máximo de velocidade do topo da chaminé (0,08 m/s) é muito inferior aos valores adotados para a velocidade do vento. Sendo assim, a consideração do amortecimento aerodinâmico reduz os valores máximos obtidos, mas não é relevante no comportamento da estrutura em análise.

A Tabela 6 apresenta os valores máximos das reações de apoio  $(F_x)$  obtidos através do procedimento presente na ABNT NBR 6123:1988 [2] e da metodologia proposta, considerando o efeito da não linearidade geométrica e o amortecimento aerodinâmico.

Diante da diferença observada na comparação das respostas considera-se o resultado obtido com o procedimento proposto aceitável, tendo em vista que o resultado obtido através do procedimento da norma ABNT NBR 6123:1988 [2] é simplificado e foi determinado com a consideração somente do primeiro modo da estrutura. A diferença apresenta a mesma ordem de grandeza do valor de erro esperado para esta simplificação, indicado na norma ABNT NBR 6123:1988 [2] e confirmado por Blessmann [1], igual a 10%.

É importante salientar que as diferenças encontradas (12,5%) não se devem ao fato da consideração da não linearidade geométrica e do amortecimento aerodinâmico, uma vez que a estrutura apresentou respostas semelhantes sem essas considerações.

A fim de verificar com mais detalhes a influência da não linearidade geométrica e do amortecimento aerodinâmico em estruturas de chaminés altas, propõe-se a avaliação de uma chaminé hipotética, com menor rigidez, cujos resultados encontram-se no item a seguir.

### 7.3 Análise dinâmica da estrutura da chaminé com inércia reduzida

A fim de avaliar a relação dos resultados obtidos anteriormente com a rigidez da estrutura, foi analisado o comportamento dinâmico de uma chaminé hipotética com as mesmas propriedades da chaminé avaliada anteriormente, porém com a inércia reduzida pela metade. Os demais parâmetros e o carregamento do vento foram mantidos inalterados. A Tabela 6 apresenta as primeiras frequências naturais obtidas para a estrutura da chaminé com inércia reduzida. As séries temporais dos deslocamentos, velocidades e ace-

As series temporais dos deslocamentos, velocidades e acelerações do nó do topo da chaminé e as reações de apoio são

### Tabela 9

Valores máximos de deslocamento, velocidade, aceleração e reação de apoio com e sem a consideração do amortecimento aerodinâmico para a chaminé com inércia reduzida (não linearidade geométrica incluída)

	Com amortecimento aerodinâmico	Sem amortecimento aerodinâmico	Diferença [%]
Deslocamento [m]	0,6679	0,6784	1,57
Velocidade [m/s]	0,1324	0,1419	7,17
Aceleração [m/s²]	0,1649	0,1646	0,19
Reação de apoio F <sub>x</sub> [kN]	1053,3	1057,1	0,36
Momento no apoio M <sub>z</sub> [kN.m]	83458,5	84506,8	1,25



### Figura 8

(a) Séries temporais dos deslocamentos, velocidades, acelerações (a) e reações de apoio (b) com amortecimento aerodinâmico e não linearidade geométrica para a chaminé com inércia reduzida

apresentadas nas Figuras 6 e 7, respectivamente. A Tabela 8 apresenta os máximos para cada uma destas séries temporais. Os valores apresentados foram obtidos com e sem a consideração da não linearidade geométrica, sendo ambos os casos sem a consideração do amortecimento aerodinâmico.

A consideração da não linearidade geométrica na estrutura da chaminé com inércia reduzida resultou no aumento dos deslocamentos e reações de apoio máximas de 9% e 6%, respectivamente.

A Figura 8 apresenta as séries temporais dos deslocamentos, velocidades e acelerações do nó do topo da chaminé e as reações de apoio, com a consideração do amortecimento aerodinâmico e da não linearidade geométrica. A Tabela 9 apresenta os máximos para cada uma das séries temporais.

Novamente, os valores máximos obtidos com a consideração do amortecimento aerodinâmico apresentaram-se inferiores aos obtidos sem a consideração desse amortecimento. Entretanto, mesmo com o aumento das velocidades assumidas pela estrutura modificada, o efeito do amortecimento aerodinâmico é desprezável e o comportamento global da estrutura não é alterado de forma significativa (1,25% de redução do momento máximo no apoio).

A redução da rigidez da estrutura implicou, em relação aos resultados obtidos para a estrutura original, no aumento de 130% do deslocamento máximo e 61% da velocidade máxima. Para as reações de apoio, o aumento foi de 4,40% da reação horizontal ( $F_x$ ) e 6,50% para o momento na base ( $M_z$ ). Os acréscimos foram decorrentes da consideração da não linearidade geométrica da estrutura, sendo que o amortecimento aerodinâmico não representou influência considerável nos resultados.

### 8. Conclusões

Nesse artigo foi proposto procedimento numérico para a análise do comportamento dinâmico de chaminés de concreto submetidas a forças de vento. A não linearidade geométrica e o amortecimento aerodinâmico tiveram suas influências quantificadas na resposta dinâmica da estrutura. Por fim, os resultados obtidos foram comparados com os determinados a partir do procedimento simplificado para a análise dinâmica de estruturas presente na ABNT NBR 6123:1988 [2].

Para a avaliação da metodologia proposta, foi considerada uma chaminé de concreto com 180 metros de altura, conforme exemplo da norma ABNT NBR 6123:1988 [2]. Para esta estrutura, as considerações da não linearidade geométrica e do amortecimento aerodinâmico não resultaram em alterações significativas da resposta dinâmica, devido à baixa deslocabilidade e aos valores ínfimos de velocidade assumidos pela estrutura.

Os esforços, quando comparados com os obtidos através do procedimento presente na ABNT NBR 6123:1988 [2], apresentaram-se 12,5% superiores. Diante da diferença observada considera-se o resultado obtido com o procedimento proposto aceitável, tendo em vista que o procedimento da ABNT NBR 6123:1988 [2] é simplificado e foi determinado com a consideração somente do primeiro modo da estrutura. A diferença apresenta a mesma ordem de grandeza do valor de erro esperado para esta simplificação, indicado na norma ABNT NBR 6123:1988 [2] e confirmado por Blessmann [1], igual a 10%.

A fim de verificar o comportamento da estrutura frente à variação de sua rigidez, foi avaliada uma chaminé hipotética com inércia

igual à metade da inércia da estrutura original. A estrutura com inércia reduzida apresentou aumento dos deslocamentos em relação à estrutura original, devido a sua maior deslocabilidade. Em decorrência disso, os efeitos da não linearidade geométrica evidenciaram-se mais, implicando no aumento das reações na base da estrutura. Assim, para estruturas mais esbeltas, faz-se necessária a consideração das não linearidades geométricas na análise dinâmica.

Mesmo para os valores mais elevados de velocidade observados na estrutura com inércia reduzida, o amortecimento aerodinâmico não implicou em alterações mensuráveis na resposta da estrutura. Tal fato reforça que, para baixas velocidades estruturais, o amortecimento aerodinâmico apresenta-se irrelevante.

### 9. Referências bibliográficas

- Blessmann, J. Introdução as estudo das ações dinâmicas do vento, 2. ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/ UFRGS, 2005.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT. NBR 6123: Forças devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- [3] Hirsh, G.; Bachman, H. Wind induced vibrations. Vibration Problems in Structures. Zurich: Institut fur Baustatik und Konstruktion/Birkhauser Verlag Basel, 1995.
- [4] Caracoglia, L. A stochastic model for examining alongwind loading uncertainty and intervention costs due to windinduced damage on tall buildings. Engineering Structures, v. 78, p. 121-132, 2014.
- [5] Bobby, S.; Spence, S.M.J.; Bernardini; E. Kareem. A. Performance-based topology optimization for wind-excited tall buildings: A framework. Engineering Structures, v. 74, p. 242-255, 2014.
- [6] Ambrosini, R.D.; Riera, J.D. Analysis of structures subjected to random wind loading by simulation in the frequency domain. Probabilistic Engineering Mechanics, p. 233-239, 2002.
- [7] Belloli, M.; Rosa, L.; Zasso, A. Wind loads and vortex shedding analysis on the effects of the porosity on a high slender tower. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 126, p. 75-86, 2014.
- [8] John, A.D.; Gairola, A., Ganju, E.; Gupta, A. Design wind loads on reinforced concrete chimney – An experimental case study. Procedia Engineering, v. 14, p 1252-1257, 2011.
- [9] Tamura, Y.; Kohsaka, R.; Nakamura, O., Miyashita, K. Modi, V. Wind-induced responses of an airport tower-efficiency of tuned liquid damper. Journal Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 65:121-31, 1996.
- [10] Henriques, J.; Paiva, F.; Barros, R. Wind action in the tower testing station. International Conference on Wind Engineering, Porto Alegre, 2015.
- [11] Koss, H.H.H.; Srouji, R.G. Scaling issues in the determination of wind loads on lattice masts. International Conference on Wind Engineering, Porto Alegre, 2015.
- [12] Ke, S.T; Ge, Y.J. The influence of self-excited forces on wind loads and wind effects for super-large cooling towers. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 132, p. 125-135, 2014.

- [13] Yang, F.; Yang, J.; Niu, H., Zhang, H. Design wind loads for tubular-angle steel cross-arms of transmission towers under skewed wind loading. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 140, p. 10-18, 2015.
- [14] Franco, M. Direct along-wind dynamic analysis of tall structures. Boletim técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo BT/PEF/9303, São Paulo, 1993.
- [15] Davenport, A.G. The prediction of the response of structures to gust wind. International Research Seminar on Safety of Structures under Dynamic Loading, Trondhei, v. 1, p. 257-284, 1978.
- [16] Davenport A.G. The response of tensions structures to turbulent Wind: the role of aerodynamic damping. 1st International Oleg Kerensky Memorial Conference on Tension Structures. London, 1988.
- [17] Carvalho, H. Efeitos do vento em linhas de transmissão. 2015. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- [18] ANSYS-12.1. Release 1.0 Documentation for Ansys. Canonsburg, United States, 2009.
- [19] Blessmann, J. O vento na engenharia estrutural, 1. ed. Porto Alegre: Ed. Universidade/ UFRGS, 1995.
- [20] Nagao, F. et al. Basic study on spatial correlations of fluctuating lifts acting on plates. Journal of Wing Engineering, v. 91, p. 1349-1361, 2003.
- [21] Pfeil, M.S. Battista, R.C. Aerodynamic stability analysis of cable-stayed bridges. Journal of Structural Engineering, v. 121, p. 1784-1788, 1995.
- [22] Davenport, A.G. Buffeting of a suspension bridge by stormy winds. Journal of the Structural Division, ASCE, v. 88, n. ST3, 1962.
- [23] Simiu, E.; Scanlan, R.H. Wind Effects on Structures: Na Introduction to Wind Engineering, 2. ed. New York: John Wiley and Sons, 1986.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS **IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL** 

# **Experimental analysis of eccentrically loaded** reinforced concrete columns with an added jacket of self-compacting concrete

# Análise experimental de pilares de concreto armado, com carga excêntrica, reforçados com chumbadores e concreto autoadensável

J. P. VIRGENS <sup>a</sup> jeovan2001@yahoo.com.br https://orcid.org/0000-0002-8622-4624

R. B. GOMES <sup>a</sup> rbggomes@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-8613-9799

L. M. TRAUTWEIN <sup>b</sup> leandromt@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-4631-9290

G. N. GUIMARÃES <sup>a</sup> rgilson.natal@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-1114-7318

A. P. R. VAZ ° anapaularvaz@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-0467-0445

### Abstract

This paper presents the experimental study of eccentrically loaded reinforced concrete columns with an added 35 mm self-compacting concrete jacket attached to the column's most compressed face using wedge bolts. Nine columns with a 2000 mm height were tested under compression and one-way bending until failure. Columns were denominated as original column (PO) with a cross section of 120 mm x 250 mm; reference column (PR) with a cross section of 155 mm x 250 mm, and seven columns with an initial cross section of 120 mm x 250 mm and later reinforced by the addition of 35 mm self-compacting concrete layer and various configurations of wedge bolts. Except for the original column PO, the columns were submitted to a 42.5 mm load eccentricity due to the added concrete layer at the compressed face. Although failure of the wedge bolts did not occur, it was not possible to prevent detachment of the added layer. The results indicate that it is possible to structurally rehabilitate reinforce concrete columns with the use of the strengthening methodology used in this research, resulting in average ultimate load capacity gains of 271% compared to original column's ultimate load.

Keywords: column, structural reinforcement, self compacting concrete, wedge bolts.

### Resumo

O presente trabalho apresenta o estudo experimental de pilares de concreto armado reforçados com parafusos chumbadores e acréscimo de camada com 35 mm de concreto autoadensável na face comprimida. Nove pilares, com alturas de 2000 mm, foram submetidos à flexão composta reta com excentricidade inicial de 60 mm, assim discriminados: um pilar original (PO) com seção transversal de 120 mm x 250 mm; um pilar de referência (PREF) com seção transversal de 155 mm x 250 mm e sete pilares, inicialmente moldados com seção transversal de 120 mm x 250 mm, e após, reforçados através da adição de camada de reforço de 35 mm e diversas configurações de posições de parafusos chumbadores na face comprimida. Exceto o pilar original (PO), os pilares foram submetidos à excentricidade inicial de carga de 42,5 mm, devido ao acréscimo da camada de reforço na face comprimida. Apesar de não ocorrer ruptura dos parafusos chumbadores, não foi possível evitar o desplacamento da camada de reforco. Os resultados obtidos indicam que é possível a reabilitação estrutural de pilares de concreto armado com o uso da metodologia de reforço empregada, obtendo ganho de capacidade de carga média de 271 % em relação ao pilar original (PO).

Palavras-chave: pilar, reforço estrutural, concreto autoadensável, parafusos chumbadores.

ederal University of Goiás, School of Civil and Environmental Engineering, Goiânia, GO, Brazil;

University of Campinas, Faculty of Civil Engineering, Architecture and Urban Design, Campinas, SP, Brazil; Saneamento de Goiás S/A, Structures Dept., Goiânia, GO, Brazil.

Received: 18 Sep 2017 • Accepted: 22 Jan 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

### 1. Introduction

A column failure can lead to the failure of part or the entire structure, which is an undesirable fact to any structural engineer. Several causes can lead to a reinforced concrete column failure: imprudence, negligence, neglectfulness in design or construction; construction flaws; deterioration due to attack by aggressive agents; lack of preventive or corrective maintenance; incorrect structural use, etc. A structure can be repaired, when it is rehabilitated and returns to its normal conditions of use, or it can be retrofitted when the structure is already under normal use but it's structural load capacity must be increased due to, for example, changes in building usage. Increasing the concrete cross section by using a concrete jacket, which may include additional steel reinforcement, is a common technique for structural repair and rehabilitation used in Brazil.

#### 1.1 Research significance

This experimental research of retrofitted columns will help structural engineers and other professionals with more scientific knowledge to deal with this situation in a safer and more economical way. This work aims to study the behavior of retrofitted columns when adding an extra layer of self-compacting concrete to the most compressed face of a reinforced concrete column subjected to axial force and uniaxial bending. A substrate surface preparation using waterblasting and the installation of wedge bolts, with different diameters and positioning, were used to avoid detachment of the added concrete layer and to increase bond with the substrate.

### 2. Literature review

Several works have been done on the study of the behavior of retrofitted columns. Among recent researchers in Brazil, one can include Adorno [2], Araújo [4], Omar [14] and Sahb [16].

Adorno's [2] research involved an experimental study of reinforced and plain concrete columns subjected to one-way bending and axial load. One of his objectives was to validate a theory proposed by



Figure 1 Details of column reinforcement

Melo [13] which aims to provide aa analytical solution to non-linear equations that govern the equilibrium conditions and strength of the column's cross section. Among other conclusions, Adorno observed that for all his columns the digital indicator at column midheight had the largest displacements, top column displacement was less than bottom column displacement due to load application at the column's bottom, and the increase in the axial force's initial eccentricity increased concrete compressive strains.

Araújo [4] tested nine concrete columns subjected to compression and uniaxial bending. His experimental program was done in three series of columns named PSA, PCA4 and PCA6. Column series PSA involved testing plain concrete columns. Series PCA4 and PCA6 involved reinforced concrete with four or six 10-mm diameter steel rebars, respectively, as longitudinal steel reinforcement and column sizes and shapes the same as Adorno [2]. Initial eccentricity varied and was equal to 40 mm, 50 mm and 60 mm. Araújo [4] makes conclusions on the influence of steel reinforcement ratio on strains and displacements. PCA6 columns showed smaller tension strains than those columns of series PCA4 for all eccentricities; mid-height displacements for PCA4 columns were largest and these displacements were smallest for plain concrete columns due to their fragile failure.

Omar [14] studied reinforced concrete columns subjected to compression and one-way bending and retrofitted with a self-compacting concrete (SCC) jacket and installation of connecting stirrups on the tension and compression faces. Eight columns were tested with a 120 mm by 250 mm cross section, 2000 mm height, initial eccentricity of 42.5 mm, cast with 28-day compressive strength of 30 MPa and had four 10-mm diameter steel rebars as longitudinal reinforcement. Two columns (named P1 and P2) were taken as references and were tested until failure. The other six (named columns P3 to P8) were tested until a previously defined load (close to yield load), then were retrofitted and retested until failure. Omar [14] concludes that the retrofitted columns had an ultimate load twice that of the reference columns, confirming the efficiency of the retrofit. Only columns with a retrofit jacket placed on the compression face (columns PC35 e PC55) had detachment of the added concrete layer indicating bond between the substrate concrete and the added layer must be improved.

Based on the results of Omar [14], Sahb [16] proposed a similar study with wedge bolts instead of connecting stirrups to increase bond between the concrete layers to reduce concrete detachment of the added layer. Results indicate retrofitted columns had higher ultimate loads compared to the reference columns confirming the satisfactory performance of the retrofit method. Some columns had a fragile failure with detachment of the added concrete layer. Detachment was delayed with the use of more wedge bolts. The column with the most wedge bolts failed with detachment of the added concrete layer and there was evidence of concrete crushing at column mid-height.

### 3. Experimental program

Development of this research was based on previous work done by Adorno [2], Omar [14] and Sahb [16]. The columns tested and the test setup had the same basic properties as their work, such

Denomination	Size of cross section (mm)	Number of wedge bolts	T <sub>ch</sub> (%)	E <sub>ref</sub> (mm)	e <sub>i</sub> (mm)
Column PO	120 x 250	-	-	-	60.0
Column PREF	155 x 250	-	-	-	42.5
Column PAF-150-18	155 x 250	18	0.25	35	42.5
Column PAF-150-26	155 x 250	26	0.36	35	42.5
Column PPBA-150-18	155 x 250	18	0.25	35	42.5
Column PPBA-150-18-Ch	155 x 250	18	0.64	35	42.5
Column PPBA150–26	155 x 250	26	0.36	35	42.5
Column PPBA-150-34	155 x 250	34	0.48	35	42.5
Column PPBA-150-34-SP	155 x 250	34	0.48	35	42.5

# Table 1Column characteristics

T<sub>ch</sub>: Wedge bolt ratio ((A<sub>bolt</sub> / A<sub>int</sub>) x 100), where A<sub>bolt</sub> is the total cross sectional area of all bolts and A<sub>int</sub> is the surface area of the substrate-added layer interface.

End: thickness of the added concrete layer; e; initial eccentricity; Ch: plate with shear pins; SP: wedge bolts without nuts and washers

as: concrete cross section, steel reinforcement, connector type, type of concrete and casting procedure.

Tests were done on nine columns cast with a 40 MPa 28-day compressive strength self-compacting concrete. Columns were subjected to uniaxial bending and axial load and 10 mm diameter steel rebars were used for steel reinforcement. Details of the steel reinforcement are shown in Figure 1. The specimens were built with two corbels, one at the base and another at the top of the column, to avoid stress concentrations due to load application and to allow application of a vertical force with an eccentricity that will provide bending moment at the column mid-height so that the column will be under compression and uniaxial bending. Column length was 2000 mm.

Columns were retrofitted with a SCC jacket at the most compressed face. The jacket consists of one 35 mm thick layer of concrete. Originally, column cross section was 120 mm by 250 mm and was increased to 155 mm by 250 mm with the added layer. Wedge bolts were used along its length to increase adhesion between the old concrete substrate and the new concrete layer.

Columns were named PO (original column), PREF (reference column),

PAF (2 columns) and PPBA (5 columns). The original column PO was tested with and initial eccentricity of 60 mm and had 120 mm by 250 mm cross section. The reference column PREF was cast with a cross section of 155 mm by 250 mm. Both columns PO and PREF were not retrofitted. Columns PAF and PPBA were all cast with a 120 mm by 250 mm cross section and were later retrofitted with an added concrete layer of 35 mm on the most compressed face. Size of the cross section for these columns when tested were 155 mm by 250 mm. Except for column PO, all other columns were tested with an initial eccentricity of 42.5 mm. Column characteristics are shown in Table 1.

Columns PAF-150-18 and PAF-150-26 were retrofitted using wedge bolts model Alfa 5/16X80, with a nominal diameter of 8 mm and 80 mm effective length (Figure 2-A). Columns PPBA used wedge bolts type PPBA 5/16X3.1/4-C/P, with a nominal diameter of 6 mm and 80 mm effective length (Figure 2-B). A steel plate with 3 connectors was used in column PPBA-150-18-Ch (Figure 2-C). Column PPBA-150-34-SP has the same characteristics as column



### Figure 2

(A) e (B) Details of wedge bolts;(C) Details of steel plate



### Figure 3

Wedge bolt positioning in columns PAF-150-18 and PAF-150-26 (dimensions in mm)



Wedge bolt positioning in columns PPBA-150-18 and PPBA-150-18-Ch



### Figure 5

Wedge bolt positioning in columns PPBA-150-26 and PPBA-150-34 (same as in column PPBA-150-34-SP)



### Figure 6

Strain gauge positioning in longitudinal steel

PPBA-150-34, except for the absence of nuts and washers. All wedge bolts were fabricated by Âncora Sistemas de Fixação Ltda. Column denominations, quantity of wedge bolts, wedge bolt reinforcing ratio and initial eccentricities are shown in Table 1. Wedge bolt detailing and positioning are shown in Figures 3 through 5.

Electrical resistance strain gauges positioned along the steel reinforcement and on the concrete surface at column mid-height were used to measure strains on the steel and concrete surface respectively as shown in Figures 6 and 7. Strain gages for concrete were installed at the cross section's most compressed face.

Two casts were made using self-compacting concrete. Columns with the original dimensions and the reference column were cast first, and the strengthening layer was added in a second cast. No specimens were tested before the second cast. Specific testing on the fresh self-compacting concrete was done namely: slump test, V-funnel test and L-Box test.

Preparation and casting of the added SCC layer was done in several stages and included: substrate surface treatment with water blasting, wedge bolt installation using power drill (care was taken



## Figure 7

Concrete strain gauge positioning



Figure 8 Testing setup

to place bolts without disturbing existing rebars and stirrups), formwork placement for new concrete layer, cleaning and wetting of concrete substrate before finally casting of the added layer.

Figure 8 presents the test setup which is basically the column attached to a steel frame on a reaction slab. Vertical load application was done using a hydraulic jack with a 300 kN capacity attached to a manual hydraulic pump. The hydraulic jack was placed under the column on the reaction slab. A 300 kN capacity load cell was placed at the column's top. All strains and load cell readings are recorded digitally on a microcomputer.

Horizontal and vertical displacements were measured by digital displacement indicators also shown in Figure 8. Indicators had a 0.01 mm precision and a 50 mm gauge length. Displacements were measured on the tension face (indicators R1 through R5), on the top corbel (indicators R6 and R8) and bottom corbel (indicators R7 and R9). Mid-height horizontal displacement was measured with indicator R3 and an additional measuring tape was used since some of the testing equipment was removed just prior to failure to avoid damage.

### 4. Results and discussion

#### 4.1 Material properties

Concrete compressive strength testing was done using cylindrical specimens with a 150 mm diameter and 300 mm height according to procedures in code ABNT [6]. Concrete compressive strength on testing day for both substrate and the added layer are shown in Table 1 for all columns.

Tension tests were done to characterize the steel reinforcement according to code ABNT [7]. Results for steel yielding, yielding strain and modulus of elasticity are shown in Table 2 for each rebar diameter.

#### 4.2 Loads and modes of failure

Table 3 shows ultimate loads  $P_u$  and modes of failure for all columns. Also shown is the ratio of the column's ultimate load to the original column's (PO) ultimate load expressed by

#### Table 3

Loads and modes of failure

# Table 2 Steel structural properties

Bar diameter (mm)	f <sub>y</sub> (MPa)	ε <sub>γ</sub> (mm/m)	E <sub>s</sub> (GPa)	
5	727	2.80	260	
8	562	2.61	215	
10	584	2.78	210	

f,: yield stress;  $\epsilon_v$ : yield strain; E,: modulus of elasticity.

 $\mathsf{P}_{u}/\mathsf{P}_{u}^{\ \mathsf{PO}}$  and the ratio of the column's ultimate load to the reference column's (PREF) ultimate load expressed by  $\mathsf{P}_{u}/\mathsf{P}_{u}^{\ \mathsf{PREF}}$ . Table 3 also shows the ratio of the maximum steel strain to the yielding strain  $(\varepsilon_{s,\text{max}}/\varepsilon_{y})$  and the ratio of the maximum concrete strain to the ultimate concrete strain  $(\varepsilon_{c,\text{max}}/\varepsilon_{u})$ .

The reference column PREF showed the highest ultimate load and was 4.28 times the original column's (PO) ultimate load. Retrofitted columns presented ultimate load capacity ranging from 2.68 to 4.19 the ultimate load of the original column PO. However, none of them surpassed the reference column PREF's ultimate load. Difference in concrete compressive strength of the substrate and the added layer concretes was not more than 2.4 MPa, which represents a maximum difference of 5 % relative to the substrate concrete.

Steel strains showed steel yielding in columns PO, PAF-150-18, PPBA-150-18 and PPBA-150-34-SP. For other columns, no steel yielding occurred and the ratio of maximum steel strain to the yielding strain was between 0.43 and 0.90.

Although ultimate load increased with an increase in the number of wedge bolts (shown in Table 1), the wedge bolts did not prevent detachment of the added concrete layer. All retrofitted columns had a fragile failure with detachment of the added layer, although steel yielding occurred in some of the columns. No type of failure was observed in any of the wedge bolts.

#### 4.3 Displacements

Figure 9 show load versus mid-height horizontal displacement curves for all columns. Also shown, in the corner of the figure, are the column's ultimate load  $P_{\mu}$  and a schematic drawing of

Column	P <sub>u</sub> (kN)	P <sub>u</sub> P <sub>u</sub> po	$\frac{P_u}{P_u^{\text{PREF}}}$	F <sup>یsub</sup> (MPa)	F <sup>امم</sup> (MPa)	$\frac{\epsilon_{s,max}}{\epsilon_y}$	$\frac{\epsilon_{c,max}}{\epsilon_u}$	Mode of failure
Column PO	126.7	1	0.23	41.9	-	> 1	0.82	SY-CC
Column PREF	542.2	4.28	1	41.3	-	0.56	0.60	SY-CC
Column PAF-150-18	453.2	2.68	0.84	41.4	39.7	> 1	0.77	DL
Column PAF-150-26	442.5	3.49	0.82	41.5	40.1	0.81	0.97	DL
Column PPBA-150-18	390.8	3.08	0.72	42.8	44.0	> 1	0.91	DL
Column PPBA-150-18-Ch	427.2	3.37	0.79	43.8	46.2	0.43	0.71	DL
Column PPBA-150-26	517.1	4.08	0.95	43.0	44.4	0.90	> 1	DL
Column PPBA-150-34	528.3	4.17	0.97	43.2	44.6	0.65	0.90	DL
Column PPBA-150-34-SP	531.0	4.19	0.98	43.6	45.9	> 1	0.99	DL

 $P_u$ : ultimate load;  $f_c^{\text{tub}}$ : compressive concrete strength of the substrate on testing day;  $f_c^{\text{tur}}$ : compressive concrete strength of the added layer on testing day;  $\varepsilon_{s,max}$ : maximum steel strain in rebars;  $\varepsilon_{y}$ : steel yielding strain;  $\varepsilon_{c,max}$ : maximum concrete strain;  $\varepsilon_{u}$ : ultimate concrete strain; SY: steel yielding; CC: concrete crushing; DL: detachment of the added concrete layer.



Figure 9 Load *versus* displacement curves for indicator R3

indicator positioning. Mid-height displacements were the largest of all measured displacements for all columns as expected. Although not shown in the figure, displacements measured at the bottom corbel (indicators R7 and R9) were larger than the displacements measured at the top corbel (indicators R6 and R8), possibly due to greater stress concentrations at the bottom corbel where load was applied with the hydraulic jack.

Original column PO presented the smallest ultimate load and the largest displacement. Its ultimate load was 126.7 kN for a 26.0 mm mid-height displacement for indicator R3. Measuring tape indicated a reading of 34.2 mm (not shown in the figure). Reference column PREF failed with the largest ultimate load of 542.2 kN with mid-height displacement of 11.9 mm and 13.1 mm measured by the displacement indicator R3 and the measuring tape, respectively.

There are no prescribed limits for horizontal column displacements at service loads in the Brazilian code NBR 6118 (ABNT [5]) but, in this study, the limiting value of L/250, corresponding to 8 mm, was used (L is span length). This code parameter of L/250 is used for limiting displacements for sensorial acceptance for structural elements at service loads. Therefore, no column displacement should exceed this value for service loads. From data in Figure 9, column PO exceeded this service load displacement limit at 57 % of the



Figure 10 Load *versus* maximum steel strains

ultimate load. Column PPBA-150-34-SP exceed the service load displacement limit at 80 % of the ultimate load. Other columns had results between the values for these two columns and ranged from 66 % to 75 % of the ultimate load.

### 4.4 Steel tension strains

Figure 10 shows load versus maximum tension steel strains for all columns. Also shown is a schematic drawing of strain gage position on the tension rebars. The strain readings used for this curve is the highest strain for all four strain gages placed on the rebars (column face T). Steel yielding occurred for strains over 2.78 ‰ (dotted line shown in figure).

Highest tension strains occurred in rebars of columns PO, PPBA-150-18 and PPBA-150-34SP, where steel yielded. The smallest strains occurred in columns PBA-150-18-Ch and PAF-150-18 with strains of 1.21 mm/m and 1.38 mm/m, respectively, which corresponds to about 45 % of yield strain. Steel reinforcement in other columns did not reach yield strain, but the load-steel strain curve inclination started to decrease as the column failed.

#### 4.5 Concrete compressive strains

Figure 11 shows load versus maximum concrete compressive strains for all columns. Also shown is a schematic drawing of strain gage position on the concrete surface of the most compressed face of the column (Face C). The strain readings used for this curve is the highest strain for all four strain gages placed on Face C. In this study, ACI's ultimate concrete strain of 3.0 ‰ was used as reference (ACI [1]).

Original column PO had the smallest inclination of the load-strain curve. Maximum concrete strain in this column was 2.86 mm/m which is evidence of concrete crushing failure since this reading was taken at a load prior to the ultimate failure load.

All retrofitted columns, with the exception of columns PAF-150-18 and PPBA-150-18-Ch, showed maximum concrete strains larger than ACI's ultimate concrete strain. Columns PPBA-150-34, PPBA-150-34-SP, PAF-150-26 and PPBA-150-26 showed maximum compressive strains of 3.16 mm/m, 3.30 mm/m, 3.38 mm/m and 3.88



Figure 11 Load *versus* maximum concrete strains

mm/m, respectively, all higher than ACI's ultimate concrete strain. Maximum concrete strains in column PREF did not reach the ACI limit, but its load-strain curve's inclination started to decrease at





N-M Interaction diagram for column PO and column PREF



Figure 13

N-M Interaction diagram for column PAF-150-18



Figure 14 N-M Interaction diagram for column PAF-150-26

higher loads. Maximum concrete strain was 2.1 mm/m at a load of 540 kN; still 30 % below the ACI ultimate concrete strain limit.

#### 4.6 Axial force versus moment interaction diagram (N-M)

Figures 12 through 16 shown axial force versus bending moment interaction diagram for some of the columns of this study. Prescriptions in Brazilian code NBR 6118 (ABNT [5]) were used to establish ultimate limit state domains 1 through 5 in the interaction diagrams where ultimate concrete strain ( $\varepsilon_{cu}$ ) was considered to be 0.003 and steel yielding at strains of 0.00278 according to properties of the steel of this study. The figures also show the bending moment  $M_{prev}$  which corresponds to the moment at the load reading ( $P_{prev}$ ) immediately before the ultimate load  $P_u$ . Bending moment  $M_{u.calc}$  corresponds to the calculated bending moment at the ultimate load  $P_u$ .

Figure 12 shows N-M interaction diagrams for the original column PO and reference column PREF. Column PO failed in domain 3 and the difference between bending moments  $M_{prev}$  and  $M_{u,calc}$  was 12 %. Column PO failed in a region of the N-M diagram close to



Figure 15 N-M Interaction diagram for column PPBA-150-18





the y-axis (axial force equals to zero), which indicates it is almost behaves as a beam with compression reinforcement and that may explain both the steel yielding and the compressive concrete crushing. Reference column PREF failed in domain 4 and the difference between bending moments  $M_{\rm prev}$  and  $M_{\rm u,calc}$  was 5 %.

Retrofitted columns PAF-150-18 e PAF-150-26 failed in domain 4 and the difference between bending moments  $M_{prev}$  and  $M_{u,calc}$  was 15.4 % and 13.6 %, respectively (Figures 13 and 14). Columns PPBA-150-18 and PPBA-150-18-Ch failed under the smallest ultimate loads, about 75 % of the reference column's ultimate load (Figures 15 and 16). Both failures occurred in domain 3. Concrete detachment of the added layer probably reduced the load gain and failure occurred at a load smaller than expected, which would be the ultimate load of the reference column.

Columns failed in ultimate limit state domains 3 or 4 of the N-M interaction diagram. In these domains, an increase in ultimate bending moment would naturally be followed by an increase in ultimate load.

### 5. Conclusions

Considering the limitations of this study, the most important conclusions are:

- All retrofitted columns failed at ultimate loads higher than the original column PO, suggesting the retrofit technique is satisfactory.
- The increase is the quantity of wedge bolts increased the failure load but did not prevent detachment of the added layer of concrete, although steel yielding and concrete crushing occurred in some columns (PAF-150-34 and PPBA-150-34-SP).
- Retrofitted columns had reduced horizontal displacements as a function of the number of wedge bolts, gaining rigidity.
- A fragile failure occurred in the retrofitted columns and detachment of the added concrete layer was not prevented but a some ductile behavior was observed and steel strains were close to or above steel yielding strains.
- Self-compacting concrete worked well during casting and did not segregate and concrete casting voids did not appear.
- Wedge bolts did not fail in shear or bond, suggesting they may be used for retrofitting techniques.

Columns failing in domains 3 or 4 of the N-M interaction diagram is a limitation of this study. In these domains, an increase in ultimate bending moment would naturally be followed by an increase in ultimate load.

### 6 Acknowledgements

The authors wish to thank to financial contributions of the Brazilian government through its research agencies CAPES/PROCAD and CNPq and the contribution of private companies such as Realmix, Carlos Campos Consultoria e Construções Limitada and Impercia, for their donation of manpower, equipment and materials.

### 7. References

 ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary – ACI 318M. Detroit, American Concrete Institute, 2014.

- [2] ADORNO, A. L. C. Análise Teórica e Experimental de Pilares em Concreto Simples e Armado sob Flexo-Compressão Reta. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UnB, Brasília, DF, 399p, 2004.
- [3] ANCORA SISTEMA DE FIXAÇÃO. Catálogo Completo. 2013. Disponível em: <a href="http://www.ancora.com.br/site/?portfolio/">http://www.ancora.com.br/ site/?portfolio/>. Acesso em: 12 de julho de 2013.</a>
- [4] ARAÚJO, L. M. B. Análise Teórica e Experimental de Pilares de Concreto Submetidos à Flexão Normal Composta. Dissertação de Mestrado. UFG, Goiânia, GO, 196p, 2004.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [6] \_\_\_\_\_. NBR 5739: Concreto Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [7] \_\_\_\_\_. NBR ISO 6892: Materiais Metálicos Ensaio de Tração – Parte 1 – Método de Ensaio à Temperatura Ambiente. Rio de Janeiro, 2013.
- [8] \_\_\_\_\_. NBR 7222: Argamassas e Concreto Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral do Corpos-de-Prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 2010.
- [9] \_\_\_\_\_. NBR 8522: Concreto Determinação do Módulo Estático de Elasticidade. Rio de Janeiro, 2008.
- [10] \_\_\_\_\_. NBR 15823-2: Concreto Autoadensável Parte 2 - Determinação do Espalhamento e do Tempo de Escoamento – Método do Cone de Abrams. Rio de Janeiro, 2010.
- [11] \_\_\_\_\_. NBR 15823-4: Concreto Autoadensável Parte 4 - Determinação da Habilidade Passante – Método da Caixa L. Rio de Janeiro, 2010.
- [12] \_\_\_\_\_. NBR 15823-5: Concreto Autoadensável Parte 5 - Determinação da Viscosidade – Método do Funil V. Rio de Janeiro, 2010.
- [13] MELLO, E. L. Concreto Armado: Resistência Limite à Flexão Composta Normal e Oblíqua. 1. ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília: FINATEC, p. 224. 2003.
- [14] OMAR, M. Y. M. Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados Usando Concreto Auto-Adensável. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2006.
- [15] VIRGENS, J. P. Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado, Com Carga Excêntrica, Reforçados Com Chumbadores e Concreto Autoadensável (CAA). Dissertação (Mestrado). EECA/CMEC – UFG. Goiânia, Goiás, 2016.
- [16] SAHB, K. F. P. Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão, Reforçados com Concreto Auto-Adensável e Chumbadores. Dissertação (Mestrado). P. 171-283. Vol. 3. 2010. EEC/CMEC – UFG. Goiânia, Goiás, 2008.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# **Experimental analysis of bolts employed as shear connectors in circular concrete-filled tube columns**

# Análise experimental do uso de parafusos como conectores de cisalhamento em pilar misto circular preenchido com concreto

E. M. XAVIER <sup>a</sup> ellen.mxavier@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-8069-5866

J. G. R. NETO <sup>b</sup> julianogeraldo.eng@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-5448-7518

A. M. C. SARMANHO a arlene.sarmanho@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6900-8551

L. ROQUETE ° lucasroquete@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-7937-822X

L. G. C. DE PAULA a leticiagualberto10@hotmail.com https://orcid.org/0000-0003-0437-9989

### Abstract

This paper presents experimental and theoretical analysis of bolts employed as shear connectors in circular concrete-filled steel tube columns (CFTs). The theoretical results, obtained from ABNT NBR 16239:2013 formulations, were compared with the experimental results. A series of push-out tests were carried out, where the diameter and length of the bolts, the number of connectors and the concrete strength were varied. From the experimental results, it was observed that the equations from ABNT NBR 16239:2013 are conservative. Therefore, it is proposed an adjustment to the formulations in order to consider the concrete confinement. It was also verified that increments in the diameter and the length of the bolt increase the load capacity of the connector. However, the variation of the quantity of bolts and the concrete strength did not interfere in the load capacity.

Keywords: concrete-filled tube columns, circular tubular section, shear connector, bolt.

### Resumo

Este estudo apresenta análises experimentais e teóricas do uso de parafusos como conectores de cisalhamento em pilares mistos de aço em seção tubular circular preenchidos com concreto (PMPCs). Os resultados obtidos experimentalmente são comparados com os resultados das formulações propostas pela norma ABNT NBR 16239:2013. Os ensaios são de cisalhamento direto, variando parâmetros como diâmetro e comprimento dos parafusos, quantidade de conectores e resistência do concreto. A partir dos resultados experimentais observou-se que as equações da ABNT NBR 16239:2013 estão a favor da segurança, e é proposta uma adequação das formulações da norma para considerar o efeito do confinamento do concreto. Verificou-se também que o aumento do diâmetro e comprimento do parafuso aumenta a capacidade de carga do conector, porém a variação da quantidade de parafusos e da resistência do concreto não interferem na sua capacidade de carga.

Palavras-chave: pilar misto preenchido com concreto, seção tubular circular, conector de cisalhamento, parafuso.

<sup>a</sup> Universidade Federal de Ouro Preto, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Ouro Preto, MG, Brasil;

<sup>b</sup> Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, GO – Brasil

Universidade Federal de São João del Rei, Departamento de Tecnologia em Engenharia Civil, Computação e Humanidades, Ouro Branco, MG, Brasil.

Received: 28 Jul 2017 • Accepted: 01 Nov 2017 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

### 1. Introduction

Concrete-filled steel tube columns (CFSTs) that are formed by a circular, square or rectangular tubular profile filled with concrete, are structural elements subjected to compression or combined compression and bending (Figure 1).

A combination of the two materials, steel and concrete, is advantageous compared to the usual columns that use only steel or reinforced concrete in their composition. When comparing the CFSTs with those made up only of steel profiles, it can be stated that the use of CFST considerably reduces steel consumption, helps to protect the element against fire, and increases the strength capacity of the structural element, reducing the effects of local buckling and the overall steel column. Compared to the conventional reinforced concrete columns, the CFSTs have the benefit of eliminating the formwork and shoring during the concreting and curing process, which facilitates construction and reduces time and labor costs [2], [3].

Furthermore, CFSTs have excellent performance in buildings subject to seismic shocks, since the interaction of steel with concrete increases the strength and ductility of the composite column [3], [4]. Another important characteristic that assists in increasing the strength of CFSTs is the confinement effect. According to [5], the brittle behavior of the concrete is minimized by the action of the lateral pressures that the steel tubular profile exerts on the concrete within. This pressure provides strength to the concrete's attempt to expand when compressed because the steel tubular profile produces a confining effect on the concrete core.

The ABNT NBR 8800:2008 standard [6] determines some basic hypotheses for the application of a simplified method for dimensioning composite columns. Among the basic hypotheses, the norm predicts that there should be complete interaction between steel and concrete in the composite column, allowing the transfer of shear stresses at the interface of the two materials.

Naturally, in the region of contact between steel and concrete, there are three different stress transfer mechanisms: adhesion; mechanical adherence and friction (Figure 2). These three mechanisms together form the natural adherence between steel and concrete [8].

First of all, according to Silva [8], adhesion is an elastic-brittle mechanism that emerges at the moment of concreting, when the fresh concrete comes into contact with the steel of CFST, being negligible for the effects of strength from breaking in the initial stages of displacement for small load levels.

Secondly, mechanical adherence is the result of the mechanical interaction of the concrete core and the rough surface of the steel tubular profile. With the increase of the applied load, the tendency



Figure 1

Cross-section types of composite columns filled with concrete

of sliding in the steel-concrete interface increases, but the separation of the materials is prevented due to the confinement effect, which causes normal stresses that prevent the slip between steel and concrete. For this reason, the mechanical adherence can be considered to be a partial friction mechanism [8].

Thirdly, friction is a mechanism of natural adherence that depends on the normal force applied at the steel-concrete interface and the friction coefficient of the surface. The friction coefficient, in turn, depends on the degree of roughness of the internal surface of the steel tubular profile and the conditions of the steel-concrete interface; that is, if the internal surface of the steel has been lubricated with oils, greases, etc. Thus, the friction coefficient can vary from zero on lubricated surfaces to 0.6 on normal surfaces [8].

For low values of applied loads in CFSTs, longitudinal shearing is transferred by the natural adherence that appears on the surfaces between steel and concrete. However, with the increase of the required load, this adherence can be broken and cannot be restored again. In this case, it is necessary to use load transfer devices used to absorb and transmit the shear stresses at the steel-concrete interface, called shear connectors [9].

In the CFSTs, the importance of the shear connectors is evident to transmit the efforts that are introduced into the column, so as not to overload only the steel profile or the concrete core, allowing the composite behavior of the structure [10].

ABNT NBR 8800:2008 [6] establishes that load introduction regions on composite columns are locations where localized variations of the load forces arise as a consequence of beam-to-column connections or when the longitudinal column reinforcement is



a) Adhesion



b) Mechanical adherence



c) Friction

### Figure 2

Stress transfer mechanisms in the steel-concrete interface. Source: [18] apud [7]

interrupted (such as in column splicing regions or in column to base connections). In the regions for load introduction, it can be difficult to ensure that the distribution of the shear stresses of the steel tubular profile to the concrete core occurs. In order to avoid the relative slippage in the steel-concrete interface and to allow the distribution of stresses between the materials in these regions, the Brazilian standard determines the use of shear connectors [6]. The ABNT NBR 16239:2013 standard [1] indicates the use of two types of devices used as shear connectors in CFSTs. These devices may be similar to the bolt (common or high strength) or stud bolt.

This work presents the study of a bolt shear connector for a circular tubular composite steel column filled with simple concrete. According to ABNT NBR 16239:2013 [1], the bolts used as shear connectors must be installed in the steel tube with spacing between the axes in any direction that is greater than or equal to six times the bolt diameter, as shown in Figure 3.

According to ABNT NBR 16239: 2013 [1] it is possible to calculate the resistance force from calculation of the least value found for each bolt when applying Equations (1) and (2), as follows:

$$V_{Rd} = l_b d_b \sigma_{c,Rd} \le 5 d_b^2 \sigma_{c,Rd} \tag{1}$$

$$V_{Rd} = 0.4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}} \le 2.4d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$$
(2)

Where: I<sub>b</sub> is the liquid length of the connector bolt (discounting the thickness of the tube wall); d<sub>b</sub> is the diameter of the connector bolt; t is the wall thickness of the steel tube; f<sub>u</sub> is the specified ultimate tensile strength from the steel of the tube; f<sub>ub</sub> is the specified ultimate tensile strength of the connector bolt;  $\gamma_{a2}$  is the partial factor of the structural steel strength at rupture; and  $\sigma_{c,Rd}$  is:

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le f_{ck}$$
(3)

Where:  $f_{ck}$  is the characteristic value of the compressive strength of concrete;  $\gamma_n$  is the partial factor for behavior equal to 1.40;  $\gamma_c$  is the partial factor for concrete;  $A_2$  is the loaded area, and  $A_1$  is the support area when  $A_2/A_1$  is equal to 4, in accordance with the ABNT NBR 16239:2013 [1].

Equations (1) and (2) are based on an analytical evaluation of the possible rupture modes that may occur in CFSTs using the bolt type connector. Equation (1) verifies concrete crushing in the contact region below the bolt type connector. This contact area between the concrete and the bolt corresponds to the diameter of the bolt multiplied by its length, limited to a maximum value equal to five times the diameter of the bolt. Meanwhile, Equation (2) refers to the shear force of the bolt, which is the shearing resistance force of the calculated bolt, limited by the resistance force calculated for the crushing of the tube's wall [11]. In order to be able to compare the the experimental and theoretical results found in the analytical formulations of ABNT NBR 16239:2013 [1], Equations (1) and (2) are used without the use of partial factors. For this same reason, the value of  $f_{cm}$  is used in place of  $f_{cm}$  in Equation (3).

According to [1] and [11], by limiting the spacing between holes to at least six times the bolt diameter, it is not necessary to consider the overlapping stresses in Equation (1) and neither the cracking between consecutive holes in Equation (2).

To verify the experimental analysis of the shear connector be-

havior, the European standard EN 1994-1-1:2004 [12] was used, which determines the performance of the push-out test. The EN 1994-1-1:2004 standardizes the performance of the push-out test, verifying the load and fatigue strength of the shear connectors used in composite steel and concrete structures.

The experimental push-out test described in EN 1994-1-1:2004 was developed to determine the behavior of stud bolts used as shear connectors in composite beams of steel and concrete to represent the behavior of composite beams. To simulate the behavior of a concrete-filled steel tube columns, this type of test may undergo some variations in order to fit it to the element analyzed [13]. Although ABNT NBR 16239:2013 references and presents formulations for the calculation of the strength of the bolts used as shear connectors, there is little research developed regarding the use of this simple and inexpensive device used in CFSTs. However, there are some researches that stand out, such as [13]-[19], where these authors analyzed in an experimental and/or numerical way the use of the bolt as a shear connector in CFSTs. The researches conducted by [16], [17] and [18] indicate that the analytical expressions of ABNT NBR 16239:2013 are excessively in favor of the security.

Regarding the research cited above, herein the main innovation studied was the achievement of experimental results associated with the development of a new test technique. The results allow the evaluation of the confinement effect of the concrete when subjected to axial compression load, considering the diametrical arrangements of the connectors at different heights, varying bolt diameters and concrete strengths.

The developed experimental program uses an experimental technique based on previous research by the authors and in push-out tests. This allowed the verification of the influence of the physical and geometric parameters of the bolt and the composite column on the behavior of the connection.



#### Figure 3

Configuration of the shear connector type bolt installed in a CFST circular and rectangular section. Source: [1]



Figure 4 Detail of 50 mm void left during concreting

With the experimental technique developed and the prototypes tested, it is possible to analyze the behavior of the bolt when used as a shear connector in a concrete-filled circular tube section column, and to evaluate the applicability of the analytical expressions of ABNT NBR 16239:2013. Some parameters like: the amount of bolts; the bolt diameter; the length of the connectors; and the  $f_{\rm ck}$  value of the concrete were varied in order to analyze their interference in the ability of the bolt to transmit shear forces at the concrete steel interface.

### 2. Materials and experimental program

The experimental program was carried out in the Laboratory of Structures "Prof. Altamiro Tibiriçá Dias" of the Civil Engineering Department at the School of Mines of the Federal University of Ouro Preto.

### 2.1 Experimental technique

The experimental technique used in this study was developed by the authors and employed in previous studies [17], [19]. This technique is based on the recommendations of the EN 1994-1-1:2004 push-out test, but adapted to the structural element to be analyzed, the CFST. Next, a step-by-step procedure will be described for the manufacture of CFST prototypes and execution of the developed experimental technique.

As the objective of the push-out test is to verify the load capacity and the behavior of the bolt as a shear connector, prior to the concreting of the prototypes, the inner surface of the tubular profile was lubricated with grease in order to eliminate the effects of the natural adherence on the load transfer between steel and concrete. The technique of lubricating the internal wall of the profile with grease is the most adequate procedure, since in the research developed by [17], other techniques were analyzed and the efficiency of this mechanism of adherence isolation was proven.

The concreting was performed leaving a gap of approximately 50 mm at the lower end of the prototypes, as shown in Figure 4, to enable relative displacement between the steel tube and the concrete core during the test run. To obtain this void, the pieces were concreted in the inverted position to the test position.

The compression load was applied directly to the concrete core by means of a scutum. In order for the load to be uniform distributed on the concrete core, a steel plate sheet with a cross section approximately equal to the inner section of the steel tubular profile was used. Figure 5 shows the configuration of the prototype after concreting, already in the test position.

The test procedure was performed by displacement control, as described below:

- Application of 5 preload cycles. In each cycle, the load was applied to the concrete core with a load control of 10 kN/min, where the prototype is discharged only after reaching 40% of the theoretical load per connector, calculated according to ABNT NBR 16239:2013 formulations;
- Upon finalizing the preload cycles, the models were loaded continuously by displacement control of 0.0025 mm/s until the end of the test.

### 2.2 Configuration of the prototypes

Thirty-six experimental push-out tests were carried out on 500 mm high prototypes using two sections of circular tubular steel profiles with a diameter (D) of 219 mm and thicknesses (t) of 8.2 mm and 9.5 mm. The variation of the tubular profile thickness occurred due to the availability of material for the manufacture of the prototypes, being the difference between the thicknesses of 1.3 mm, which does not make it a significant variable for the analyses.

The interference of the number of bolts installed (4 or 8, using one or two lines of bolts) was analyzed for the diameter of the bolts, d<sub>b</sub>, 1/2" (12.7 mm), 5/8" (16 mm), e 3/4" (19 mm); the length of the connector bolt, l<sub>b</sub>, using the lengths of 2" (50.8 mm) and 4" (101.6 mm); and the value of f<sub>ck</sub> for the concrete having 20 MPa and 30 MPa.



#### Figure 5

Schematic representation of the prototype for the push-out test according to the experimental technique

Table 1

Nomenclature and characteristics of the prototypes, P series

Nomenclature P <sub>i</sub> (j) <sub>-t</sub> _n_d <sub>b</sub> _l <sub>b</sub> _f <sub>cm</sub>	D x t of the tube (mm)	Number of bolts n	Bolt diameter (inches) d <sub>b</sub>	Bolt length (inches) I <sub>b</sub>	f <sub>cm</sub> (MPa)
P1(j)-8.2-4P-1/2″-2″-19.7	219x8.2	4		2″	19.7
P2(j)-8.2-4P-1/2″-4″-19.7	219x8.2	4		4″	19.7
P3(j)-84P-1/2"-2"-28.7	219x8.2	4	1./0″	2″	28.7
P4(j)-9.5-4P-1/2"-4"-28,7	219x9.5	4	1/2	4″	28.7
P5(j)-9.5-8P-1/2"-2"-19.7	219x9.5	8		2″	19.7
P6(j)-9.5-8P-1/2"-4"-19.7	219x9.5	8		4″	19.7
P7(j)-84P-5/8″-2″-19.7	219x8.2	4		2″	19.7
P8(j)-84P-5/8″-4″-19.7	219x8.2	4		4″	19.7
P9(j)-8.2-4P-5/8″-2″-28.7	219x8.2	4	E /0"	2″	28.7
P10(j)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	219x8.2	4	5/6	4″	28.7
P11(j)-9,5-8P-5/8″-2″-19,7	219x9.5	8		2″	19.7
P12(j)-9.5-8P-5/8"-4"-19.7	219x9.5	8		4″	19.7
P13(j)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	219x8.2	4		2″	19.7
P14(j)-9.5-4P-3/4"-4"-19.7	219x9.5	4		4″	19.7
P15(j)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	219x9.5	4	3/4"	2″	28.7
P16(j)-9.5-4P-3/4"-4"-28.7	219x9.5	4		4″	28.7
P17(j)-9.5-8P-3/4″-2″-19.7	219x9.5	8		2″	19.7
P18(j)-9.5-8P-3/4″-4″-19.7	219x9.5	8		4″	19.7

For each prototype typology, two identical pieces were fabricated, differentiated in their nomenclature by (1) and (2). Thus, due to the repetition of pairs of prototypes of the same typology, eighteen different configurations of CFST prototypes with bolt type connectors were analyzed.

Table 1 shows the nomenclature of the eighteen prototype configurations, where "j" has a value of 1 or 2 to differentiate the prototypes with identical typologies. It is observed that the values of the average strength to compression ( $f_{cm}$ ) are the same for all the prototypes that are within the same concrete strength class, C20 or C30. This is because in the determination of the concrete's compressive strength at 28 days of age, the specimens reached  $f_{cm}$  at 19.7 MPa and 28.7 MPa. These values were used in Equation (1) to verify the failure mode of the concrete crushing.

In the prototypes with a row of connectors, the 4 bolts were positioned at half the height of the steel tubular profile and arranged symmetrically, as shown in Figure 6. In the prototypes with two lines of connectors, 8 bolts, the minimum distance between the bolts was equal to six times the bolt diameter, as established by



Figure 6 Representation of 4-bolt prototype

ABNT NBR 16239:2013. In these prototypes the bolts were also arranged symmetrically from half the height of the tube, according to the following connector diameters: 1/2 " (Figure 7-a); 5/8 "(Figure 7-b); and 3/4" (Figure 7-c).

### 2.3 Concreting

The concreting of the prototypes was performed according to the recommendations described in the experimental technique considering two values of concrete for  $f_{cm}$  (19.7 MPa and 28.7 MPa), using ready-mixed concrete. Prior to the concretings, the tubular profiles were cleaned and internally lubricated with a layer of grease.

#### 2.4 Steel characterization

The structural tubular profiles are ASTM A 501 grade B steel [6] with nominal values equal to  $f_y \ge 350$  MPa and  $f_u \ge 485$  MPa, whose experimental results of the mechanical characterization are presented in Table 2.



**Figure 7** Representation of 8-bolt prototypes with bolt diameters of (a) 1/2"; (b) 5/8"; and (c) 3/4"

### Table 2

Mechanical properties of the steel tubes

D x t of the tube (mm)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>u</sub> (MPa)	Elongation (△L ) (%)
219 x 8.2	385	582	33
219 x 9.5	398	570	40

### Table 3

Mechnical properties of the steel bolts

d <sub>b</sub> of the bolt (inches)	f <sub>ub</sub> (MPa)		
1/2″	660		
5/8″	650		
3/4″	665		

The bolts used were SAE J429 steel ( $f_{ub} \ge 414$  MPa, ASME B18.2.1 dimensional standard), equivalent to ASTM A307 steel. The results of the mechanical characterization tests of the bolts are presented in Table 3.

#### 2.5 Instrumentation

All prototypes were instrumented with a linear variable displacement transducer (LVDT) positioned on the top of the column, aiming at measuring the relative displacement between the steel tube and the concrete core. In order to enable measurement of the relative displacement between the steel tube and the concrete core, the LVDT rod was positioned in a rigid plate. This rigid plate being located between the steel plate for the concrete core and the scutum of load application, as shown in Figure 8.

During the first test, rotation of the bolts was observed on the outer face of the tubular profile. In order to verify the beginning of the rota-



#### Figure 9

### Representation of LVDT's perpendicular to the bolt head for the prototypes: (a) with 4 bolts; and (b) with 8 bolts

tion and its possible interference on the behavior or the strength of the bolts, two more LVDTs were positioned perpendicular to the head of the bolts. In the prototypes with four bolts, the LVDT's were positioned symmetrically, as shown in Figure 9-a. For prototypes with eight bolts, the LVDTs were positioned on the same side (see Figure 9-b).

In order to measure the strain in the wall of the tubular profiles during the tests, 90° biaxial rosette electric resistance strain gauges (EER), model KFG-2-D16-11 of the KYOWA brand were used. The strain gauges and position of the rosettes in the prototypes was the same for all the instrumented pieces, as represented in Figure 10-a.



### Figure 8

Representation of LVDT fixed for relative displacement measurement during test performance



### Figure 10

Representation of prototypes instrumented with strain gauges: (a) Positioning of the rosettes in the prototypes; (b) overall scheme of the instrumentation of the prototypes



Figure 11 Load curve for the connector *versus* relative

displacement of the P1(1) and P1(2) prototypes

Four prototypes were instrumented with strain gauges, being the prototypes P1 (2), P2 (2), P13 (2) and P14 (2). Figure 10-b shows the position of the strain gauges in the steel tube and the general instrumentation of the prototypes.

### 2.6 Experimental procedure

To perform the tests, a servo-hydraulic press with a capacity of 2,000 kN and an accuracy of +/- 0.5% of load was used. The test procedure adopted for the prototypes is described in the experimental technique.

The loading values and relative displacements between the concrete core and the steel tubular profile were measured by the data acquisition system of the test press (Partner 8.4a software). The values of the displacements measured by the LVDT's positioned on the bolts and the strain measured by the strain gauges were measured by the Spider 8 data acquisition system controlled by HBM's Catman 4.5 software (Hottinger Baldwin Messtechnic, 2003).

### 3. Results and discussions

Due to problems occurring during the execution of the P5 (2) prototype test, the results of this analysis were discarded.

Comparing the results of two prototypes of identical models, differentiated from each other in the nomenclature by numbers (1) and (2), it was noticed that there is little variability between the curves of load per connector versus relative displacement. Figure 11 shows the curves of the prototypes P1 (1) and P1 (2), to exemplify the little variability between the results of two identical models.

The value of the load capacity per bolt  $(V_{R,exp})$  is equal to the maximum load  $(P_u)$  resisted by the connector during the test. The values of  $P_u$  refer to the load capacity of a single bolt, ie the load applied on the concrete core was divided by the number of connectors in the prototype.

Figure 12-a shows the load versus relative displacement curves for three prototypes varying the bolt diameters, 1/2", 5/8" and 3/4". The other parameters remained constant, being the bolt length (2" for Figure 12-a, and 4" for Figure 12-b), number of connectors (4 screws) and concrete strength ( $f_{cm} = 19.7$  MPa).

Analyzing Figure 12, it is observed that there is an increase in the load capacity of the bolt with the variation of its diameter from 1/2" to 5/8". This result is in agreement with Equations (1) and (2), where the larger the diameter, the greater the load capacity of the bolt. However, when increasing from 5/8" to 3/4", there is virtually no change in load capacity. This indicates, possibly, that the failure mode in these prototypes is the crushing of the concrete in the region of contact with the bolt because according to Equations (1) and (2), the diameter of the connector has greater interference in the shearing compared to concrete crushing. An abrupt load variation is observed for 4" and 5/8" and 3/4" diameter bolts which is justified by the crushing of the concrete caused by the stiffness of these bolts.



#### Figure 12

Curves for load *versus* relative displacement – influence of bolt diamenter on strength capacity of the prototypes: (a) P1(1), P7(1) and P13(1); (b) P2(1), P8(1) and P14(1)

Figure 13 shows the load versus relative displacement curves as a function of the variation of the length and the diameter of the bolt. Figure 13-a shows the comparison of the load capacity for the 1/2" diameter bolt and different lengths, in Figure 13-b the 5/8" diameter bolt is compared, and finally the 3/4" diameter bolt has its experimental behavior shown in Figure 13-c. It can be seen from the three graphs that the load capacity of the bolt with a length of 2" is smaller than that obtained with a length of 4". In Table 4 we have the comparison of the values of the prototypes tested in this research according to the length of the bolt.

When analyzing the results of Table 4, it is seen that the ratio of the increased load capacity is higher for 3/4" diameter bolts, followed by 5/8" bolts, and finally 1/2" bolts. The results presented in Figure 13 and in Table 4 indicate that in the prototypes with 5/8" and 3/4" diameter bolts, the failure mode of concrete crushing in the region of contact with the bolt occurs, since according to Equation (1), this is the only mode of failure associated with the length of the connector; however, it can not be said that this is the first mode to occur. For 1/2" diameter bolts, there is an increase in load capacity with increasing bolt length in one case, while in other cases there is a decrease in load capacity. It can be stated, therefore, that the as-

sociation of the largest length, 4" with the smallest diameter, 1/2", leads to greater screw flexibility which reduces the efficiency of the connector.

Figure 14 shows the comparison of the bolt load capacities for the prototypes with 4 and 8 connectors for the same bolt diameter. Analyzing the results of Figure 14, it is verified that the use of two connector lines (prototypes with 8 bolts installed) does not significantly interfere in the load capacity in each connector. This result confirms that the minimum distance between connectors determined by ABNT NBR 16239:2013 is safe and does not cause stress concentration on the concrete between the two lines of bolts. It is also observed that in the prototypes with 8 bolts, there is a reduction of the relative displacements when compared with 4 bolts. The reduction observed is a function of increasing the stiffness of the connection by adding one more row of connectors.

It was also verified the interference of the average strength of the concrete,  $\rm f_{cm}$ , in the load capacity of the bolts. Concrete with two medium strengths of 19.7 MPa and 28.7 MPa was used. In the graph of Figure 15, the load-per-connector versus relative displacement curves of the prototypes P14 (2) and P16 (2) were superimposed for different values of average concrete strength.



#### Figure 13

Load *versus* relative displacement curves – influence of the bolt length in prototypes: (a) P1(1) and P2(1); (b) P7(1) e P8(1); (c) P13(1) and P14(1)

### Table 4

Comparison of the  $V_{R,exp}$  values for bolt lenghts of 2" and 4", considering different bolt diameters

Bolt length (I <sub>b</sub> ) of 2"		Bolt length (I <sub>b</sub> ) of 4"			<b>0</b>	
Prototype	V <sub>R,exp</sub> (kN)	Average V <sub>R,exp</sub> (kN)	Prototype	V <sub>R,exp</sub> (kN)	Average V <sub>R,exp</sub> (kN)	comparison average of V <sub>R.exp</sub> (%)
P1(1)-8.2-4P-1/2"-2"-19.7	102	102	P2(1)-8.2-4P-1/2"-4"-19.7	113	109	7.4
P1(2)-8.2-4P-1/2″-2″-19.7	101		P2(2)-8.2-4P-1/2"-4"-19.7	105		
P3(1)-8.2-4P-1/2"-2"-28.7	122	109	P4(1)-9.5-4P-1/2"-4"-28.7	107	105	-3.7
P3(2)-8.2-4P-1/2"-2"-28.7	95		P4(2)-8.2-4P-1/2"-4"-28.7	102		
P5(1)-9.5-8P-1/2"-2"-19.7	98	98	P6(1)-9.5-8P-1/2"-4"-19.7	94	94	-4.6
P5(2)-9.5-8P-1/2"-2"-19.7	-		P6(2)-9.5-8P-1/2"-4"-19.7	93		
P7(1)-8.2-4P-5/8"-2"-19.7	126	124	P8(1)-8.2-4P-5/8"-4"-19.7	149	133	7.3
P7(2)-8.2-4P-5/8"-2"-19.7	122		P8(2)-8.2-4P-5/8"-4"-19.7	117		
P9(1)-8.2-4P-5/8"-2"-28.7	122	117	P10(1)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	119	119	1.3
P9(2)-8.2-4P-5/8"-2"-28.7	112		P10(2)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	118		
P11(1)-9.5-8P-5/8"-2"-19.7	129	127	P12(1)-9.5-8P-5/8"-4"-19.7	138	137	7.9
P11(2)-9.5-8P-5/8"-2"-19.7	125		P12(2)-9.5-8P-5/8"-4"-19.7	136		
P13(1)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	121	119	P14(1)-9.5-4P-3/4″-4″-19.7	147	146	23.2
P13(2)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	116		P14(2)-9.5-4P-3/4"-4"-19.7	145		
P15(1)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	154	147	P16(1)-9.5-4P-3/4"-4"-28.7	154	153	3.7
P15(2)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	140		P16(2)-9.5-4P-3/4"-4"-28.7	151		
P17(1)-9.5-8P-3/4"-2"-19.7	121	129	P18(1)-9.5-8P-3/4″-4″-19.7	136	139	7.8
P17(2)-9.5-8P-3/4"-2"-19.7	136		P18(2)-9.5-8P-3/4"-4"-197	141		



### Figure 14

Load per connector versus relative displacement curves - influence of the number of bolts for prototypes: (a) P1(1) and P5(1); (b) P7(1) and P11(1); (c) P13(1) and P17(1)



Load per connector *versus* relative displacement curves – influence of concrete's strength for the prototypes: P14(2) and P16(2) From this graph, it was found that the load per connector is similar, and, therefore, the variation of the average strength of the concrete does not interfere in the load capacity of the bolt

Due to the rotation of the bolts during the test, two LVDTs were placed perpendicular to the head of the connectors, as shown in Figure 9. From the values of measured displacements, their graph represents the values of the load per connector versus displacement of the bolt (Figures 16-a and 16-c).

By comparing, in one prototype, the load curves per connector versus bolt displacement (Figure 16-a) with the load-versus-displacement curves (Figure 16-b), it is observed that the behavior of the two curves during the realization of the test is similar. This aspect evidences the effectiveness of the bolt in conveying the efforts of the concrete core to the steel tubular profile. The same behavior is verified in the prototypes with 8 bolts, as shown in Figure 16-c and Figure 16-d.

When comparing the graphs of Figure 16-a and Figure 16-c, it is observed that the behavior of the load curves per connector versus



### Figure 16

(a) and (c) Load per connector *versus* bolt displacement curves; and for (b) and (d) load per connector versus relative displacement curves

displacement of the LVDT's L1 and L2 bolts is the same, indicating that these connectors were similarly ordered throughout the test. This finding evidences the uniformity of the distribution of the load in the concrete core and consequently in the connectors, independently of the existence of one or two lines of connectors.

The results obtained from the strain gauges in the prototypes P1 (2), P2 (2), P13 (2) and P14 (2) are presented in Figure 17. Analyzing the graphs of these figures, it can be seen that vertical and horizontal strains are larger in the EER2 rosettes, located 50 mm below the bolts; while the smallest readings were verified in the extensometers EER1 and EER4, located 150 mm above and below the bolt. Thus, it can be concluded that the restriction caused by the bolt directly influences the strain of the wall of the tubular profile in the region near the connector. The results of EER2 indicate the occurrence yield of the steel in the region below the connector for all instrumented prototypes, since the vertical and horizontal strains in this region exceed 2000  $\mu$ c, corresponding to the strain yielding limit of the steel tube.

Table 5 presents the experimental and theoretical results of all the prototypes tested. From the results presented in Table 5, it can be stated that the dominant failure mechanism, according to the ABNT NBR 16239:2013 formulations, is the crushing of the concrete in the region of contact with the bolt (values highlighted in the table). Comparing the experimental results with the theoretical ones, it is observed that the experimental values vary from 3.00 to 9.99 times higher than the theoretical ones. This indicates that the analytical formulations proposed by ABNT NBR 16239:2013 are in favor of the security and lead to conservative results when compared to the experimental results.

The experimental analysis suggests the occurrence of an increase in the strength capacity of the bolt, which indicates that the concrete contained in the core of the CFST is confined by the walls of the steel tube. The effect of this confinement increases the strength of the concrete and consequently the load capacity of the bolt.

The EN 1994-1-1:2004 determines the use of Equation (4) to calculate the local design strength of concrete confined locally in the region of contact with the bolt ( $\sigma_{c,Rd}$ ) [12].

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t}{D} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \le \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \le f_{yd}$$
(4)

where  $f_{cd}$  is the design value of the cylinder compressive strength of concrete;  $\eta_{cL}$  is the factor related to the confinement of concrete equal to 3.5 for square sections and 4.9 for circular ones; D is the diameter of the tube or width of a square section;  $A_c$  is the cross sectional area of concrete section of the column;  $A_1$  is the loaded area under the bolt shank,  $f_{yd}$  is the design value of the yield strength of structural steel;  $\frac{A_c}{A_1}$  should be  $\leq 20$ .

In accordance with [18],  $A_1^{n}$  can be defined as that presented in Equation (5):

$$A_1 = 0.70 \cdot l_b \cdot d_b \le 0.70 \cdot 5 \cdot d_b$$
<sup>(5)</sup>

From the recommendations of EN 1994-1-1:2004, it was decided to perform an analytical analysis with the equations of ABNT NBR 16239:2013, but using the values of  $\sigma_{\rm c,Rn}$  found in the calculation of Equation (4).

Table 6 presents the results of this analysis using Equations (1) and (2). Analyzing the results of Table 6, it is noticed that when

the confinement of the concrete in the region of contact with the bolt is considered, the value of the theoretical resistant force of the concrete increases, and, therefore, the dominant failure mode



### Figure 17

(a), (c), (e) and (g) Load *versus* horizontal strain curves; and (b), (d), (f) and (h) load *versus* vertical strain curves


### Figure 18

Load versus relative displacement curves for prototypes: P1(1) and P14(2)

#### Table 5

Comparison between theoretical and experimental bolt strength to shear

Prototype	Crushin concre	g of the ete (kN)	Shear of bolt (kN)	Crushing of the tube wall (kN)	V <sub>R,teo</sub>	V <sub>R,exp</sub>	V /V
Theorype	$I_{b} d_{b} f_{cm}$	$5d_{b}^{2}f_{cm}$	$0.4\pi \frac{{d_b}^2 f_{ub}}{4}$	2.4d <sub>b</sub> ff <sub>u</sub>	(kN)	(kN)	• R,exp * • R,teo
P1(1)-8.2-4P-1/2"-2"-19.7	11	16	33	145	11	102	9.57
P1(2)-8.2-4P-1/2″-2″-19.7	11	16	33	145	11	101	9.48
P2(1)-8.2-4P-1/2″-4″-19.7	23	16	33	145	16	113	7.11
P2(2)-8.2-4P-1/2"-4"-19.7	23	16	33	145	16	105	6.61
P3(1)-8.2-4P-1/2"-2"-28.7	16	23	33	145	16	122	7.86
P3(2)-8.2-4P-1/2"-2"-28.7	16	23	33	145	16	95	6.12
P4(1)-9.5-4P-1/2″-4″-28.7	34	23	33	165	23	107	4.62
P4(2)-8.2-4P-1/2"-4"-28.7	34	23	33	145	23	102	4.41
P5(1)-9.5-8P-1/2″-2″-19.7	10	16	33	165	10	98	9.48
P5(2)-9.5-8P-1/2"-2"9.7	10	16	33	165	10	-	-
P6(1)-9.5-8P-1/2″-4″-19.7	23	16	33	165	16	94	5.92
P6(2)-9.5-8P-1/2″-4″-19.7	23	16	33	165	16	93	5.85
P7(1)-8.2-4P-5/8″-2″-19.7	13	25	51	182	13	126	9.46
P7(2)-8.2-4P-5/8″-2″-19.7	13	25	51	182	13	122	9.16
P8(1)-8.2-4P-5/8″-4″-19.7	29	25	51	182	25	149	6.00
P8(2)-8.2-4P-5/8″-4″-19.7	29	25	51	182	25	117	4.71
P9(1)-8.2-4P-5/8"-2"-28.7	19	36	51	182	19	122	6.29
P9(2)-8.2-4P-5/8"-2"-28.7	19	36	51	182	19	112	5.77
P10(1)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	43	36	51	182	36	119	3.29
P10(2)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	43	36	51	182	36	118	3.26
P11(1)-9.5-8P-5/8"-2"-19.7	13	25	51	206	13	129	9.99
P11(2)-9.5-8P-5/8"-2"-19.7	13	25	51	206	13	125	9.68
P12(1)-9.5-8P-5/8"-4"-19.7	29	25	51	206	25	138	5.56
P12(2)-9.5-8P-5/8"-4"-19.7	29	25	51	206	25	136	5.48
P13(1)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	16	36	76	218	16	121	7.57
P13(2)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	16	36	76	218	16	116	7.26
P14(1)-9.5-4P-3/4″-4″-19.7	35	36	76	248	35	147	4.25
P14(2)-9.5-4P-3/4"-4"-19.7	35	36	76	248	35	145	4.20
P15(1)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	23	52	76	248	23	154	6.82
P15(2)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	23	52	76	248	23	140	6.20
P16(1)-9.5-4P-3/4″-4″-28.7	50	52	76	248	50	154	3.06
P16(2)-9.5-4P-3/4″-4″-28.7	50	52	76	248	50	151	3.00
P17(1)-9.5-8P-3/4"-2"-19.7	15	36	76	248	15	121	7.81
P17(2)-9.5-8P-3/4"-2"-19.7	15	36	76	248	15	136	8.77
P18(1)-9.5-8P-3/4"-4"-19.7	35	36	76	248	35	136	3.93
P18(2)-9.5-8P-3/4"-4"-19.7	35	36	76	248	35	141	4.08

becomes the shear of the bolt. Comparing the experimental results with the theoretical ones, it is observed that the experimental values vary from 1.53 to 3.65 times higher than theoretical ones and are in favor of the security.

As for the verification of the concrete, when comparing Tables 4 and 5, it can be affirmed that there is an increase in the load capacity of the bolt when considering the effect of concrete confinement. Figure 18 shows the overlapping of the load versus relative displacement curves obtained in the experimental tests of the prototypes, P1 (1) and P14 (2). It is noted that the bolt with a larger diameter (3/4") and a longer length (4") has a higher load capacity

than the bolt of smaller diameter (1/2") and shorter length (2").

Figure 19 shows the concrete rupture mechanism after the tests, in the region between connectors and under a bolt. Figure 19-a has a small crack in the concrete core between the connectors in test P1 (1). Looking at the deformed configuration of the connector in Figure 19-b, it turns out that the 1/2" bolt exhibits a large deformation, but the concrete around the connector is not ruptured. For the prototype P14 (2), see Figure 19-c, it is observed that there is a concrete rupture in the region between bolts. As for the deformation of the 3/4" connector (Figure 19-d), it is noted that there was

a bolt rotation and crushing the tube wall. Analyzing Figure 19, it can be said that the 1/2" diameter with 2" length (prototype P1 (1)) bolt has a flexible behavior, whereas the 3/4" diameter bolt with 4" length (prototype P14 (2)) behaves rigidly. It is also observed that in the prototype P14 (2), the modes of bolt shear failure occurred with concrete crushing in the contact region below the bolt and the steel tube yielding.

Aiming for the understanding of the dominant failure mechanism, associated with the results obtained by the ABNT NBR 16239:2013 equations, a new analysis was performed using

#### Table 6

Comparison between the theoretical and experimental bolt strength to shear, considering concrete confinement according to [11]

Prototype	Crushin confined co [1	g of the oncrete (kN) 1]	Shear of bolt (kN)	Crushing of the tube wall (kN)	V <sub>R,teo</sub>	V <sub>R.exp</sub>	V. /V.
nooype	$\mathbf{I_b}  \mathbf{d_b}  \sigma_{\!\mathbf{c},\mathbf{Rn}}$	<b>5d</b> ք² σ <sub>c,Rn</sub>	$0.4\pi \frac{{d_b}^2 f_{ub}}{4}$	2.4d <sub>b</sub> ff <sub>u</sub>	(kN)	(kN)	▼R,exp / ▼R,teo
P1(1)-8.2-4P-1/2″-2″-19.7	238	355	33	145	33	102	3.05
P1(2)-8.2-4P-1/2"-2"-19.7	238	355	33	145	33	101	3.02
P2(1)-8.2-4P-1/2"-4"-19.7	192	286	33	145	33	113	3.38
P2(2)-8.2-4P-1/2"-4"-19.7	192	286	33	145	33	105	3.14
P3(1)-8.2-4P-1/2"-2"-28.7	262	391	33	145	33	122	3.65
P3(2)-8.2-4P-1/2"-2"-28.7	262	391	33	145	33	95	2.84
P4(1)-9.5-4P-1/2"-4"-28.7	239	357	33	165	33	107	3.20
P4(2)-8.2-4P-1/2"-4"-28.7	211	315	33	145	33	102	3.05
P5(1)-9.5-8P-1/2"-2"-19.7	193	288	33	165	33	98	2.93
P5(2)-9.5-8P-1/2"-2"-19.7	193	288	33	165	33	-	-
P6(1)-9.5-8P-1/2"-4"-19.7	156	232	33	165	33	94	2.81
P6(2)-9.5-8P-1/2"-4"-19.7	156	232	33	165	33	93	2.78
P7(1)-8.2-4P-5/8"-2"-19.7	213	318	51	182	51	126	2.45
P7(2)-8.2-4P-5/8"-2"-19.7	213	318	51	182	51	122	2.37
P8(1)-8.2-4P-5/8"-4"-19.7	154	229	51	182	51	149	2.90
P8(2)-8.2-4P-5/8"-4"-19.7	154	229	51	182	51	117	2.27
P9(1)-8.2-4P-5/8"-2"-28.7	234	349	51	182	51	122	2.37
P9(2)-8.2-4P-5/8"-2"-28.7	234	349	51	182	51	112	2.18
P10(1)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	169	252	51	182	51	119	2.31
P10(2)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	169	252	51	182	51	118	2.29
P11(1)-9.5-8P-5/8″-2″-19.7	173	258	51	206	51	129	2.51
P11(2)-9.5-8P-5/8"-2"-19.7	173	258	51	206	51	125	2.43
P12(1)-9.5-8P-5/8″-4″-19.7	125	186	51	206	51	138	2.68
P12(2)-98P-5/8"-4"-19.7	125	186	51	206	51	136	2.64
P13(1)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	195	290	76	218	76	121	1.60
P13(2)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	195	290	76	218	76	116	1.53
P14(1)-9.5-4P-3/4″-4″-19.7	147	219	76	248	76	147	1.94
P14(2)-9.5-4P-3/4"-4"-19.7	147	219	76	248	76	145	1.91
P15(1)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	242	361	76	248	76	154	2.03
P15(2)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	242	361	76	248	76	140	1.85
P16(1)-9.5-4P-3/4″-4″-28.7	160	238	76	248	76	154	2.03
P16(2)-9.5-4P-3/4"-4"-28.7	160	238	76	248	76	151	1.99
P17(1)-9.5-8P-3/4"-2"-19.7	158	235	76	248	76	121	1.60
P17(2)-9.5-8P-3/4"-2"-19.7	158	235	76	248	76	136	1.79
P18(1)-9.5-8P-3/4"-4"-19.7	104	155	76	248	76	136	1.79
P18(2)-9.5-8P-3/4"-4"-19.7	104	155	76	248	76	141	1.86

these analytical formulations. It was observed that the factor of 0.4, which multiplies the components of Equation (2), to verify the failure mode by shearing of the bolt, must be equal to 0.5 as predicted in ABNT NBR 8800:2008 for shearing in the shank region of the bolt. Considering this, it was decided to carry out a new analysis considering the confinement effect of the concrete and verifying the failure mode of the bolt shear. Table 7 presents the results of this new analysis. It is observed that the dominant failure mode continues to be the shearing of the bolt, but the experimental results show a variation of 1.22 to 2.92 in relation to the theoretical results. Analyzing Figures 19-a and b (prototype P1 (1)) the deformation of the bolt is verified after the test. Thus, bolt shearing is the most likely failure mode to occur in this situation, as indicated in Table 7. Perceive that the failure mode shown

in Table 7 for the prototype P14 (2) is also the shearing of the bolt. Figure 19-d shows three failure modes: bolt shearing, concrete crushing and steel tube yielding in contact with the bolt; but it is impossible to determine after the test which one occurred first. From the results of Table 7, it can be assumed that initially the shearing of the bolt occurred, and, consequently the crushing of the concrete and the yielding of the steel tube due to the rigidity of the bolts of greater diameter and length.

# 4. Conclusions

Regarding the parametric analysis of CFST prototypes with bolt type connectors, it is concluded that:

The load capacity of the bolt is increased when the connector





(b)







#### Figure 19

Opening of the wall of the tubular profile after the test for prototypes: (a) P1(1)-8,2-4P-1/2"-2"-19,7 and (c) P14(2)-9,5-4P-3/4"-4"-19,7; and final configuration of the bolt for prototypes (b) P1(1)-8,2-4P-1/2"-2"-19,7 and (d) P14(2)-9,5-4P-3/4"-4"-19,7

diameter is increased from 1/2" to 5/8", but when increasing the diameter from 5/8" to 3/4", the final load capacity of the connector does not change significantly;

- There is an increase in the load capacity of the bolt for the longer connector length. This increase is mainly observed in CFST prototypes with larger diameter connectors (5/8" and 3/4"), because in this case the bolts are less flexible;
- The use of one or two lines of connectors does not interfere with the bolt load capacity, provided that the minimum distances between connectors established by ABNT NBR 16239:2013

are used. There was also an increase in the stiffness of the connection when adding one more row of connectors;

The increase in average concrete strength from 19.7 MPa to 28.7 MPa does not significantly interfere with the load bearing capacity of the bolt.

From the results of the instrumentation with the LVDTs, used to verify the rotation of the bolts, it was verified that the displacement of the connector increases with the increase of load during the test, evidencing the efficiency of the bolt in conveying the forces of the concrete core to the tubular steel profile.

#### Table 7

Comparison between the theoretical and experimental bolt strength to shear, without considering the shear bond factor in the shearing equation for the bolt

Prototype	Crushin confined cc [1	g of the oncrete (kN) 1]	Shear of bolt (kN)	Crushing of the tube wall (kN)	V <sub>R,teo</sub>	V <sub>R,exp</sub>	Va /Va
	$\boldsymbol{I_b} \; \boldsymbol{d_b} \; \boldsymbol{\sigma_{c,Rn}}$	$5{d_b}^2  \sigma_{c,Rn}$	$0.5\pi \frac{{d_b}^2 f_{ub}}{4}$	2.4d <sub>b</sub> tf <sub>u</sub>	(kN)	(kN)	• k,exp • • k,teo
P1(1)-8.2-4P-1/2″-2″-19.7	238	355	42	145	42	102	2.44
P1(2)-8.2-4P-1/2"-2"-19.7	238	355	42	145	42	101	2.42
P2(1)-8.2-4P-1/2"-4"-19.7	192	286	42	145	42	113	2.70
P2(2)-8.2-4P-1/2"-4"-19.7	192	286	42	145	42	105	2.51
P3(1)-8.2-4P-1/2"-2"-28.7	262	391	42	145	42	122	2.92
P3(2)-8.2-4P-1/2"-2"-28.7	262	391	42	145	42	95	2.27
P4(1)-9.5-4P-1/2"-4"-28.7	239	357	42	165	42	107	2.56
P4(2)-8.2-4P-1/2"-4"-28.7	211	315	42	145	42	102	2.44
P5(1)-9.5-8P-1/2"-2"-19.7	193	288	42	165	42	98	2.34
P5(2)-9.5-8P-1/2"-2"-19.7	193	288	42	165	42	-	-
P6(1)-9.5-8P-1/2"-4"-19.7	156	232	42	165	42	94	2.25
P6(2)-9.5-8P-1/2"-4"-19.7	156	232	42	165	42	93	2.22
P7(1)-8.2-4P-5/8"-2"-19.7	213	318	64	182	64	126	1.96
P7(2)-8.2-4P-5/8"-2"-19.7	213	318	64	182	64	122	1.90
P8(1)-8.2-4P-5/8"-4"-19.7	154	229	64	182	64	149	2.32
P8(2)-8.2-4P-5/8"-4"-19.7	154	229	64	182	64	117	1.82
P9(1)-8.2-4P-5/8"-2"-28.7	234	349	64	182	64	122	1.90
P9(2)-8.2-4P-5/8"-2"-28.7	234	349	64	182	64	112	1.74
P10(1)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	169	252	64	182	64	119	1.85
P10(2)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	169	252	64	182	64	118	1.83
P11(1)-9.5-8P-5/8″-2″-19.7	173	258	64	206	64	129	2.01
P11(2)-9.5-8P-5/8"-2"-19.7	173	258	64	206	64	125	1.94
P12(1)-9.5-8P-5/8″-4″-19.7	125	186	64	206	64	138	2.15
P12(2)-9.5-8P-5/8"-4"-19.7	125	186	64	206	64	136	2.11
P13(1)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	195	290	95	218	95	121	1.28
P13(2)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	195	290	95	218	95	116	1.22
P14(1)-9.5-4P-3/4″-4″-19.7	147	219	95	248	95	147	1.55
P14(2)-9.5-4P-3/4"-4"-19.7	147	219	95	248	95	145	1.53
P15(1)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	242	361	95	248	95	154	1.62
P15(2)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	242	361	95	248	95	140	1.48
P16(1)-9.5-4P-3/4″-4″-28.7	160	238	95	248	95	154	1.62
P16(2)-9.5-4P-3/4"-4"-28.7	160	238	95	248	95	151	1.59
P17(1)-9.5-8P-3/4"-2"-19.7	158	235	95	248	95	121	1.28
P17(2)-9.5-8P-3/4"-2"-19.7	158	235	95	248	95	136	1.44
P18(1)-9.5-8P-3/4"-4"-19.7	104	155	95	248	95	136	1.44
P18(2)-9.5-8P-3/4"-4"-19.7	104	155	95	248	95	141	1.49

The effectiveness of the bolt in transferring the load from the concrete to the steel was also verified in the strain gauges measurements of the strain. From the results, it was noticed that greater deformations are located below the connector, verified by the steel yielding in that region.

As for the connector load capacities, it was observed that the dominant failure mode was the crushing of the concrete in the region of contact with the bolt. It was also verified that the results obtained experimentally show a load capacity well above the results obtained using the theoretical formulations of ABNT NBR 16239:2013.

ABNT NBR 16239:2013 does not consider the confinement effect of concrete,  $\sigma_{\rm c,Rn}$ , in its formulations. Thus, new analyses were carried out using the calculated value  $\sigma_{\rm c,Rn}$  according to the determinations of EN 1994-1-1:2004. Consideration of the confinement in the formulations of ABNT NBR 16239:2013 increases the theoretical load capacity of the connector, and the failure mode becomes the bolt shearing.

A new analysis was performed using the ABNT NBR 16239:2013 analytical formulations, but considering the factor of 0.5 in the bolt shear failure mode equation. This analysis led to closer theoretical values of the experimental results and mechanisms of bolt shearing failure. However, after the experimental tests, it was verified that for the connectors of greater diameter and length, there also occurs the failure modes of concrete crushing below the connector and yielding of the steel tube. From this visual evaluation, it is presumed that bolt shearing initially occurred, and, due to the rigidity of these bolts, concrete crushing and steel yielding consequently occur.

It should be noted that the confinement efficiency is associated with the region below the bolt shank and up until the concrete rupture, which can be observed for experimental displacements of the order of 10 mm.

Considering that the bolt function in the CFST is to be able to transmit the shear efforts at the steel-concrete interface, it can be said that the connector of greater length and diameter is the more resistant. However, the excess stiffness of this connector leads to failure mode of concrete crushing below the bolt, which interferes with the transmission of loads between steel and concrete, and hence the composite behavior of the structure. Bolt ductility is a desirable behavior for a shear connector in a CFST, since the ductile connectors are deformed enough to permit redistribution of forces between the materials.

# 5. Acknowledgements

The authors thank the Governmental agencies CNPq, CAPES, FAPEMG and the Vallourec Company.

# 6. References

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares. - NBR 16239, Rio de Janeiro, 2013.
- [2] CENTO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO CBCA. Manual de Construção em Aço: Estruturas Mistas – Vol. 1. 2ed. Rio de Janeiro, 2012. 68 p. Disponível em: <a href="http://www.">http://www.</a>

cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php> Acesso em: 15 fev. 2016.

- [3] LAI, Z.; VARMA, A. H.; ZHANG, K. Non compact and slender rectangular CFT members: Experimental database, analysis, and design. Journal of Constructional Steel Research. West Lafayette, IN, United States, n. 101, 2014; p. 455-468.
- [4] GIAKOUMELIS, G.; LAM, D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. Journal of Constructional Steel Research. London, UK, n. 60, 2004; p. 1049-1068.
- [5] OLIVEIRA, W. L. A. Análise Teórico-Experimental de Pilares Mistos Preenchidos de Seção Circular, São Carlos, 2008, Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 250 p.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. - NBR 8800, Rio de Janeiro, 2008.
- [7] JOHANSSON, M.; AKESSON, M. Finite element study of concrete-filled steel tube using a new confinement-sensitive concrete compression model. Nordic Concrete Research. V. 2, n. 27, 2002, p. 43-62.
- [8] SILVA, R. D. Estudo da Aderência Aço-concreto em Pilares Mistos Preenchidos, São Carlos, 2006, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 154 p.
- [9] BIANCHI, F. R.; COELHO, L. H. Análise do Comportamento dos Pilares Mistos Considerando a Utilização de Conectores de Cisalhamento. *In*: I Conferência Latino-Americana de Construção Sustentável e X Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, São Paulo, 2004.
- [10] AGUIAR, O. P. Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto, Belo Horizonte, 2015, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, 129 p.
- [11] ARAÚJO, A. H. M.; SARMANHO, A. M.; BATISTA, E. M.; REQUENA, J. A. V.; FAKURY, R. H.; PIMENTA, R. J. Projeto de Estruturas de Edificações com Perfis Tubulares de Aço, Belo Horizonte: Ed. do Autor, 1ed, 2016, 598 p.
- [12] EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.
- [13] CARDOSO, H. S. Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto, Belo Horizonte, 2014, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 205 p.
- [14] STAROSSEK, U.; FALAH, N.; LÖHNING, T. Numerical Analyses of the in Concrete-Filled Steel Tube Columns. *In*: International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'08), 4°, Jeju, Korea, 2008, p. 2651-2666.
- [15] STAROSSEK, U.; FALAH, N. The interaction of steel tube and concrete core in concrete-filled steel tube columns. *In*: International Symposium on Tubular Structures, 12°, Shangai, China, 2009, p.75-84.

- [16] ALMEIDA, P. H. F. Estudo Numérico de um Dispositivo de Transferência de Cargas em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto, Belo Horizonte, 2012, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, 151 p.
- [17] NETO, J. G. R. Análise Teórico-Experimental do Uso de Parafuso Estrutural como Conector de Cisalhamento em Pilar Misto Composto de Perfil Tubular Preenchido com Concreto, Ouro Preto, 2016, Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 146 p.
- [18] SANTOS, L. R. Análise Numérica de Conectores Parafusos em Pilares Mistos Circulares Preenchidos com Concreto, Belo Horizonte, 2017, Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 149 p.
- [19] NETO, J. G. R.; SARMANHO, A. M. Experimental analysis of a mechanical shear connector in concrete filled steel tube column. Ibracon Structures and Materials Journal. V. 10, n. 3, 2017, p. 592-625.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# **Experimental analysis of bolts employed as shear connectors in circular concrete-filled tube columns**

# Análise experimental do uso de parafusos como conectores de cisalhamento em pilar misto circular preenchido com concreto

E. M. XAVIER <sup>a</sup> ellen.mxavier@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-8069-5866

J. G. R. NETO <sup>b</sup> julianogeraldo.eng@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-5448-7518

A. M. C. SARMANHO a arlene.sarmanho@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6900-8551

L. ROQUETE ° lucasroquete@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-7937-822X

L. G. C. DE PAULA a leticiagualberto10@hotmail.com https://orcid.org/0000-0003-0437-9989

# Abstract

This paper presents experimental and theoretical analysis of bolts employed as shear connectors in circular concrete-filled steel tube columns (CFTs). The theoretical results, obtained from ABNT NBR 16239:2013 formulations, were compared with the experimental results. A series of push-out tests were carried out, where the diameter and length of the bolts, the number of connectors and the concrete strength were varied. From the experimental results, it was observed that the equations from ABNT NBR 16239:2013 are conservative. Therefore, it is proposed an adjustment to the formulations in order to consider the concrete confinement. It was also verified that increments in the diameter and the length of the bolt increase the load capacity of the connector. However, the variation of the quantity of bolts and the concrete strength did not interfere in the load capacity.

Keywords: concrete-filled tube columns, circular tubular section, shear connector, bolt.

# Resumo

Este estudo apresenta análises experimentais e teóricas do uso de parafusos como conectores de cisalhamento em pilares mistos de aço em seção tubular circular preenchidos com concreto (PMPCs). Os resultados obtidos experimentalmente são comparados com os resultados das formulações propostas pela norma ABNT NBR 16239:2013. Os ensaios são de cisalhamento direto, variando parâmetros como diâmetro e comprimento dos parafusos, quantidade de conectores e resistência do concreto. A partir dos resultados experimentais observou-se que as equações da ABNT NBR 16239:2013 estão a favor da segurança, e é proposta uma adequação das formulações da norma para considerar o efeito do confinamento do concreto. Verificou-se também que o aumento do diâmetro e comprimento do parafuso aumenta a capacidade de carga do conector, porém a variação da quantidade de parafusos e da resistência do concreto não interferem na sua capacidade de carga.

Palavras-chave: pilar misto preenchido com concreto, seção tubular circular, conector de cisalhamento, parafuso.

<sup>a</sup> Universidade Federal de Ouro Preto, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Ouro Preto, MG, Brasil;

<sup>b</sup> Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, GO – Brasil

Universidade Federal de São João del Rei, Departamento de Tecnologia em Engenharia Civil, Computação e Humanidades, Ouro Branco, MG, Brasil.

Received: 28 Jul 2017 • Accepted: 01 Nov 2017 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

# 1. Introdução

Os pilares mistos preenchidos com concreto (PMPCs) são elementos estruturais submetidos a compressão ou flexo-compressão, formados por um perfil tubular circular, quadrado ou retangular preenchidos com concreto (Figura 1).

A associação dos dois materiais, aço e concreto, traz vantagens em comparação com os pilares usuais que utilizam apenas aço ou concreto armado em sua composição. Comparando os PMPCs com aqueles constituídos apenas por perfil de aço, pode-se afirmar que a utilização do PMPC reduz consideravelmente o consumo de aço, auxilia na proteção do elemento contra incêndio e aumenta a capacidade resistente do elemento estrutural, reduzindo os efeitos de flambagem local e global do pilar de aço. Já com relação aos pilares convencionais de concreto armado, os PMPCs possuem como benefício a dispensa de fôrmas e escoramentos durante o processo de concretagem e cura do concreto, o que facilita a construção e reduz o tempo e os custos de trabalho [2], [3]. Além das vantagens já citadas os PMPCs apresentam excelente desempenho em edifícios sujeitos a abalos sísmicos, pois a interação do aço com o concreto aumenta a resistência e ductilidade do pilar misto [3], [4].

Outra característica importante que auxilia no aumento da resistência do PMPCs é o efeito do confinamento. Segundo [5], o comportamento frágil do concreto é minimizado pela ação das pressões laterais que o perfil tubular em aço exerce sobre o concreto em seu interior. Essa pressão do aço proporciona resistência à tentativa de expansão do concreto quando comprimido, surgindo assim o efeito de confinamento do perfil tubular de aço sobre o núcleo de concreto. A norma ABNT NBR 8800:2008 [6] determina algumas hipóteses básicas para a aplicação do método simplificado para dimensionamento de pilares mistos. Dentre as hipóteses básicas, a norma prevê que deve haver interação completa entre o aço e o concreto no pilar misto, permitindo que ocorra a transferência de tensões cisalhantes na interface dos dois materiais.

Naturalmente, na região de contato entre o aço e o concreto existem três mecanismos de transferência de tensões distintos: a adesão; a aderência mecânica e o atrito (Figura 2). Esses três mecanismos juntos formam a aderência natural entre o aço e o concreto [8].

Segundo Silva [8], a adesão é um mecanismo elasto-frágil que surge no momento de concretagem, quando o concreto fresco entra em contato com o aço do PMPC, sendo desprezível para efeitos de resistência por se romper nos estágios iniciais de deslocamento para baixos níveis de carga.



Figura 1

Tipos de seções transversais de pilares mistos preenchidos com concreto

Já a aderência mecânica é o resultado da interação mecânica do núcleo de concreto e a superfície rugosa do perfil tubular de aço. Com o aumento da carga aplicada, aumenta-se também a tendência de deslizamento na interface aço-concreto, porém a separação dos materiais é impedida devido ao efeito de confinamento, que faz surgir tensões normais resistentes ao deslizamento entre o aço e o concreto. Por esse motivo, a aderência mecânica pode ser considerada um mecanismo parcial do atrito [8].

O atrito é um mecanismo da aderência natural que depende da força normal aplicada na interface aço-concreto e do coeficiente de atrito da superfície. O coeficiente de atrito, por sua vez, depende do grau de rugosidade da superfície interna do perfil tubular de aço e das condições da interface aço-concreto, ou seja, se a superfície interna do aço possui lubrificação com óleos, graxas, etc. Sendo assim, o coeficiente de atrito pode variar de zero, em superfícies lubrificadas, a 0,6, em superfícies normais [8].

Para baixos valores de cargas solicitantes no PMPC, o cisalhamento longitudinal é transferido pela aderência natural que surge nas superfícies entre o aço e o concreto. Porém, com o aumento da carga solicitante essa aderência pode ser rompida, não podendo ser restaurada novamente. Nesse caso, faz-se necessária a utilização de dispositivos de transferência de carga utilizados para absorver e transmitir os esforços cisalhantes na interface aço-concreto, dispositivos estes chamados de conectores de cisalhamento [9].

Nos PMPCs é evidente a importância dos conectores de cisalhamento para transmitir os esforços que são introduzidos no pilar, de forma a não sobrecarregar somente o perfil em aço ou núcleo de concreto, possibilitando o comportamento misto da estrutura [10].



a) Adesão

b) Aderência mecânica

c) Atrito

Figura 2

Mecanismos de transferência de tensões na interface aço-concreto. Fonte: [18] apud [7]

A ABNT NBR 8800:2008 [6] determina que as regiões de introdução de carga em pilares mistos são locais onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes, que surgem como consequência de ligações tipo viga-pilar ou quando há interrupção da armadura longitudinal do pilar (como em regiões de emenda de pilar ou em ligações do pilar com a base). Nas regiões de introdução de cargas pode ser difícil garantir que ocorra a distribuição das tensões cisalhantes do perfil tubular de aço para o núcleo de concreto. Para evitar que ocorra o deslizamento relativo na interface aço-concreto e permitir a distribuição de tensões entre os materiais nessas regiões, a norma brasileira determina a utilização de conectores de cisalhamento [6].

A norma ABNT NBR 16239:2013 [1] indica a utilização de dois tipos de dispositivos utilizados como conectores de cisalhamento em PMPC. Esses dispositivos podem ser similares ao parafuso (comum ou de alta resistência) ou conector tipo pino com cabeça (conhecido também como *stud bolt*).

Neste trabalho tem-se o estudo do conector de cisalhamento tipo parafuso em pilar misto tubular circular em aço preenchido com concreto simples. De acordo com a ABNT NBR 16239:2013 [1], os parafusos utilizados como conectores de cisalhamento devem ser instalados no perfil tubular com espaçamento entre os eixos, em qualquer direção, maior ou igual a seis vezes o diâmetro do parafuso, conforme ilustrado na Figura 3.

De acordo com a ABNT NBR 16239:2013 [1] é possível calcular a força resistente de cálculo para cada parafuso como o menor valor encontrado nas Equações (1) e (2), apresentadas a seguir:

$$V_{Rd} = l_b d_b \sigma_{c,Rd} \le 5 d_b^2 \sigma_{c,Rd} \tag{1}$$

$$V_{Rd} = 0.4\pi \frac{d_b^2}{4} \frac{f_{ub}}{\gamma_{a2}} \le 2.4d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$$
(2)

Onde:  $I_b$  é o comprimento líquido do parafuso conector (descontando a espessura da parede do tubo);  $d_b$  é o diâmetro do parafu-



#### Figura 3

Configuração do conector de cisalhamento tipo parafuso instalado em PMPC de seção circular e retangular. Fonte: [1] so; t é a espessura da parede do tubo; f<sub>u</sub> é a resistência à ruptura do aço do perfil tubular; f<sub>ub</sub> é a resistência à ruptura do parafuso conector;  $\gamma_{a2}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do aço estrutural à ruptura; e  $\sigma_{c,Rd}$  é a tensão resistente de cálculo do concreto à pressão de contato, obtida pela Equação (3):

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le f_{ck}$$
(3)

Onde:  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;  $\gamma_n$  é o coeficiente de comportamento, igual a 1,40;  $\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto;  $A_2$  é a área carregada e  $A_1$  é a área de apoio, tomando-se  $A_2/A_1$  igual a 4 de acordo com a ABNT NBR 16239:2013 [1].

As Equações (1) e (2) baseiam-se em uma avaliação analítica dos possíveis modos de ruptura que podem ocorrer no PMPC utilizando o conector tipo parafuso. A Equação (1) verifica o esmagamento do concreto na região de contato abaixo do conector tipo parafuso. Essa área de contato entre o concreto e o parafuso é correspondente ao diâmetro do parafuso multiplicado pelo seu comprimento, limitado a um valor máximo igual a cinco vezes o diâmetro do parafuso. Já a Equação (2) refere-se a força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso, limitada pela força resistente de cálculo ao esmagamento da parede do tubo [11].

Para possibilitar a comparação entre os resultados experimentais e teóricos encontrados nas formulações analíticas da ABNT NBR 16239:2013 [1], faz-se uso das Equações (1) e (2) sem a utilização dos coeficientes de ponderação. Por esse mesmo motivo, utiliza-se o valor de  $f_{cm}$  no lugar de  $f_{ck}$  na Equação (3).

Segundo [1] e [11], limitando-se o espaçamento entre furos em no mínimo seis vezes o diâmetro do parafuso, não é necessário considerar a sobreposição de tensões na Equação (1) e nem o rasgamento entre furos consecutivos na Equação (2).

Para verificação da análise experimental do comportamento de conectores de cisalhamento, a norma europeia EN 1994-1-1:2004 [12] determina a realização do ensaio de cisalhamento direto, *push-out*. A EN 1994-1-1:2004 padroniza a realização do ensaio de cisalhamento direto, verificando a resistência a carga e a fadiga dos conectores de cisalhamento utilizados em estruturas mistas de aço e concreto.

O ensaio experimental tipo *push-out* descrito pela EN 1994-1-1:2004, foi desenvolvido para determinar o comportamento de dispositivos tipo *stud bolt*, utilizados como conectores de cisalhamento em vigas mistas de aço e concreto, sendo esse tipo de ensaio mais indicado para representar o comportamento de vigas mistas. Para simular o comportamento de um pilar misto preenchido com concreto, este tipo de ensaio pode sofrer algumas variações a fim de adequá-lo ao elemento analisado [13].

Apesar de a ABNT NBR 16239:2013 fazer referência e apresentar formulações para o cálculo da força resistente dos parafusos utilizados como conectores de cisalhamento, há poucas pesquisas desenvolvidas com relação ao uso desse simples e barato dispositivo utilizado em PMPC. Porém, existem algumas pesquisas que se destacam, como [13]-[19], onde esses autores analisaram de forma experimental e/ou numérica a utilização do parafuso como conector de cisalhamento em PMPC. As pesquisas realizadas por [16], [17] e [18], indicam que as expressões analíticas da ABNT NBR 16239:2013 estão excessivamente a favor da segurança.

Com relação as pesquisas citadas anteriormente esse trabalho tem



**Figura 4** Detalhe do vazio de 50 mm deixado durante a concretagem

como principal inovação a obtenção de resultados experimentais associados ao desenvolvimento de uma nova técnica de ensaio. Os resultados propiciam a avaliação do efeito do confinamento do concreto quando submetido a carga axial de compressão, considerando arranjos diametrais de conectores em diferentes alturas, variando diâmetros de parafusos e resistências de concreto.

O programa experimental desenvolvido utiliza técnica experimental baseada em trabalhos anteriores dos autores e em ensaios *push-out* e possibilita a verificação da influência dos parâmetros físicos e geométricos do parafuso e do pilar misto no comportamento da conexão.

Com a técnica experimental desenvolvida e os protótipos ensaiados pode-se analisar o comportamento do parafuso quando utilizado como conector de cisalhamento em pilar misto tubular circular preenchido com concreto, e avaliar a aplicabilidade das expressões analíticas da norma ABNT NBR 16239:2013. Alguns parâmetros como: a quantidade de parafusos; o diâmetro dos parafusos; o comprimento dos conectores e o valor de  $f_{ck}$  do concreto, foram variados a fim de se analisar a interferência desses na capacidade do parafuso em transmitir esforços cisalhantes na interface aço concreto.

# 2. Materiais e programa experimental

O programa experimental foi realizado no Laboratório de Estruturas "Prof. Altamiro Tibiriçá Dias" do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto.

#### 2.1 Técnica experimental

A técnica experimental utilizada neste trabalho foi desenvolvida pelos autores dessa pesquisa no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Ouro Preto e empregada em estudos anteriores de [17], [19]. Essa técnica é baseada nas recomendações do ensaio *push-out* da EN 1994-1-1:2004, porém adaptada ao elemento estrutural que será analisado, o PMPC. A seguir, será descrito o passo a passo para a fabricação dos protótipos de PMPC e execução da técnica experimental desenvolvida.

Como o objetivo do ensaio de cisalhamento direto é verificar a capacidade de carga e o comportamento do parafuso como conector de cisalhamento, antes da concretagem dos protótipos, a superfície interna do perfil tubular foi lubrificada com graxa a fim de eliminar os efeitos da aderência natural na transferência de carga entre o aço e o concreto. A técnica de lubrificar a parede interna do perfil com graxa é a mais adequada, visto que no trabalho desenvolvido por [17] foram analisadas outras técnicas e comprovada a eficiência desse mecanismo de isolamento da aderência.

A concretagem foi realizada deixando um vazio de aproximadamente 50 mm na extremidade inferior dos protótipos, conforme ilustrado na Figura 4, para possibilitar o deslocamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto durante a realização do ensaio experimental. Para deixar esse vazio, as peças foram concretadas na posição invertida à posição de ensaio.

A carga de compressão foi aplicada diretamente no núcleo de concreto por meio de uma rótula. Para que a carga estivesse distribuída uniformemente no núcleo de concreto foi utilizada uma chapa usinada com seção transversal aproximadamente igual a seção interna do perfil tubular em aço. Na Figura 5 é ilustrada a configuração do protótipo após a concretagem, já na posição de ensaio. O procedimento de ensaio foi realizado por controle de deslocamento, conforme descrito a seguir:

- Aplicação de 5 ciclos de pré-cargas. Em cada ciclo a carga foi aplicada no núcleo de concreto com controle de carregamento de 10 kN/min, onde o protótipo é descarregado somente após atingir 40% da carga teórica por conector, calculada de acordo com as formulações da ABNT NBR 16239:2013;
- Finalizados os ciclos de pré-cargas, os modelos foram carregados continuamente por controle de deslocamento de 0,0025 mm/s até o fim do ensaio.



#### Figura 5

Representação esquemática do protótipo para a realização do ensaio de cisalhamento direto de acordo com a técnica experimental

# Tabela 1

Nomenclatura e características dos protótipos, série P

Nomenclatura P <sub>i</sub> (j) <sub>-1-</sub> n_d <sub>b-</sub> I <sub>b-</sub> f <sub>cm</sub>	D x t do tubo (mm)	Número de parafusos n	Diâmetro do parafuso (pol.) d <sub>b</sub>	Comprimento do parafuso (pol.) I <sub>b</sub>	f <sub>cm</sub> (MPa)
P1(j)-8,2-4P-1/2″-2″-19,7	219x8,2	4		2″	19,7
P2(j)-8,2-4P-1/2"-4"-19,7	219x8,2	4		4″	19,7
P3(j)-8,-4P-1/2"-2"-28,7	219x8,2	4	1 /0″	2″	28,7
P4(j)-9,5-4P-1/2"-4"-28,7	219x9,5	4	1/2	4″	28,7
P5(j)-9,5-8P-1/2"-2"-19,7	219x9,5	8		2″	19,7
P6(j)-9,5-8P-1/2"-4"-19,7	219x9,5	8		4″	19,7
P7(j)-8,-4P-5/8″-2″-19,7	219x8,2	4		2″	19,7
P8(j)-8,-4P-5/8″-4″-19,7	219x8,2	4		4″	19,7
P9(j)-8,2-4P-5/8"-2"-28,7	219x8,2	4	E /0"	2″	28,7
P10(j)-8,2-4P-5/8"-4"-28,7	219x8,2	4	5/6	4″	28,7
P11(j)-9,5-8P-5/8″-2″-19,7	219x9,5	8		2″	19,7
P12(j)-9,5-8P-5/8″-4″-19,7	219x9,5	8		4″	19,7
P13(j)-8,2-4P-3/4"-2"-19,7	219x8,2	4		2″	19,7
P14(j)-9,5-4P-3/4″-4″-19,7	219x9,5	4		4″	19,7
P15(j)-9,5-4P-3/4"-2"-28,7	219x9,5	4	2 / //"	2″	28,7
P16(j)-9,5-4P-3/4"-4"-28,7	219x9,5	4	3/4	4″	28,7
P17(j)-9,5-8P-3/4″-2″-19,7	219x9,5	8		2″	19,7
P18(j)-9,5-8P-3/4″-4″-19,7	219x9,5	8		4″	19,7

#### 2.2 Configuração dos protótipos

Foram realizados trinta e seis ensaios experimentais de cisalhamento direto em protótipos com 500 mm de altura, utilizando duas seções de perfis tubulares circulares em aço com diâmetro (D) de 219 mm e espessuras (t) iguais a 8,2 mm e 9,5 mm. A variação da espessura do perfil tubular ocorreu em função da disponibilidade de material para a fabricação dos protótipos, sendo a diferença entre as espessuras de 1,3 mm, o que não torna essa uma variável significativa para as análises.

Foram analisadas a interferência da quantidade de parafusos instalados (4 ou 8, utilizando-se uma ou duas linhas de parafusos); do diâmetro dos parafusos, d<sub>b</sub>, adotando-se 1/2" (12,7 mm), 5/8" (16 mm), e 3/4" (19 mm); do comprimento dos parafusos, I<sub>b</sub>, usando-se comprimentos de 2" (50,8 mm) e 4" (101,6 mm); e o valor de f<sub>ok</sub> do concreto de 20 MPa e 30 MPa.

Para cada tipologia de protótipo foram fabricadas duas peças idênticas, diferenciadas na nomenclatura por (1) e (2). Sendo assim, em função da repetição dos pares de protótipos de mesma tipologia, foram analisadas dezoito configurações diferentes de protótipos de PMPC com conectores tipo parafuso.

Na Tabela 1 estão apresentadas a nomenclatura e as características geométricas e mecânicas dos protótipos identificados como série P. A Tabela 1 apresenta a nomenclatura das dezoito configurações de protótipos, onde "j" tem valor 1 ou 2 para diferenciar os protótipos



#### Figura 6

Representação dos protótipos com quatro parafusos

com tipologias idênticas. Observa-se que os valores da resistência média à compressão (f\_) são iguais para todos os protótipos que estão dentro de uma mesma classe de concreto, C20 ou C30. Isso porque na determinação da resistência à compressão do concreto, aos 28 dias de idade, os corpos de prova atingiram f<sub>cm</sub> de 19,7 MPa e 28,7 MPa. Esses valores de f<sub>cm</sub> foram utilizados na Equação (1) para a verificação do modo de falha do esmagamento do concreto. Nos protótipos com uma linha de conectores os 4 parafusos foram posicionados a meia altura do perfil tubular de aço e dispostos simetricamente, conforme ilustrado na Figura 6. Nos protótipos com duas linhas de conectores, 8 parafusos, foi respeitada a distância mínima entre a linha de eixos dos parafusos igual a seis vezes o diâmetro do parafuso, conforme estabelecido pela norma ABNT NBR 16239:2013. Nesses protótipos os parafusos também foram dispostos simetricamente a partir da meia altura do tubo, de acordo com os diâmetros dos conectores de 1/2" (Figura 7-a); 5/8" (Figura 7-b); e 3/4" (Figura 7-c).

#### 2.3 Concretagem

A concretagem dos protótipos foi realizada de acordo com as recomendações descritas na técnica experimental considerando dois valores de f<sub>cm</sub> do concreto (19,7 MPa e 28,7 MPa), sendo utilizado concreto usinado. Antes das concretagens, os perfis tubulares foram limpos e lubrificados internamente com uma camada de graxa.





Representação dos protótipos com oito parafusos, com parafusos de diâmetro de (a) 1/2"; (b) 5/8"; e (c) 3/4"

### Tabela 2

Propriedades mecânicas dos aços dos tubos

D x t do tubo (mm)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>u</sub> (MPa)	Alongamento (△L) (%)
219 x 8,2	385	582	33
219 x 9,5	398	570	40

# Tabela 3

Propriedades mecânicas dos aços dos parafusos

d <sub>b</sub> do parafuso (pol.)	f <sub>иь</sub> (MPa)
1/2″	660
5/8″	650
3/4″	665

#### 2.4 Caracterização do aço

Os perfis tubulares estruturais são laminados de aço ASTM A 501 grau B [6] com valores nominais iguais a  $f_y \ge 350$  MPa e  $f_u \ge 485$  MPa, os resultados experimentais da caracterização mecânica são apresentados na Tabela 2.

Os parafusos utilizados são em aço SAE J429 ( $f_{ub} \ge 414$  MPa, norma dimensional ASME B18.2.1), equivalente ao aço ASTM A307. Os resultados dos ensaios de caracterização mecânica dos parafusos são apresentados na Tabela 3.

#### 2.5 Instrumentação

Todos os protótipos foram instrumentados com um transdutor linear de deslocamento (LVDT) posicionado na extremidade do pilar, visando a medição do deslocamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Para possibilitar a medição do deslocamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, a haste do LVDT foi posicionada em uma chapa rígida, estando essa chapa rígida situada entre a chapa usinada de transmissão dos esforços para o núcleo de concreto e a rótula de aplicação de carga, conforme apresentado na Figura 8.



#### Figura 8

Representação do LVDT fixado para medição do deslocamento relativo durante a realização dos ensaios



# Figura 9

Representação dos LVDT's perpendiculares a cabeça dos parafusos para os protótipos: (a) com 4 parafusos; e (b) com 8 parafusos

Durante a realização do primeiro ensaio foi observada a rotação dos parafusos na face externa do perfil tubular. A fim de verificar o início da rotação e sua possível interferência no comportamento ou na resistência dos parafusos, foram posicionados mais dois LVDT's perpendiculares a cabeça dos parafusos. Nos protótipos com quatro parafusos, os LVDT's foram posicionados simetricamente, conforme ilustrado na Figura 9-a. Para os protótipos com oito parafusos, os LVDT's foram posicionados do mesmo lado (ver Figura 9-b). Para medir a deformação específica na parede dos perfis tubulares durante a realização dos ensaios foram utilizados extensômetros de resistência elétrica (EER) tipo roseta biaxial de 90°, modelo KFG-2--D16-11 da marca KYOWA. A extensometria e a posição das rosetas nos protótipos foi a mesma para todas as peças instrumentadas, conforme representado na Figura 10-a. Foram instrumentados quatro protótipos com extensômetros, sendo esses os protótipos P1(2), P2(2), P13(2) e P14(2). Na Figura 10-b é ilustrada a posição dos extensômetros no tubo de aço e a instrumentação geral dos protótipos.



# Figura 10

Representação dos protótipos instrumentados com extensômetros: (a) posicionamento das rosetas nos protótipos; (b) esquema geral da instrumentação dos protótipos



### Figura 11

Curva de carga por conector *versus* deslocamento relativo para os protótipos P1(1) e P1(2)

#### 2.6 Procedimento experimental

Para a realização dos ensaios foi utilizada prensa servo-hidráulica com capacidade de 2.000 kN e precisão de +/- 0,5% de carga. O procedimento de ensaio adotado para os protótipos é descrito na técnica experimental.

Os valores do carregamento e dos deslocamentos relativos entre o núcleo de concreto e o perfil tubular de aço, foram medidos pelo sistema de aquisição de dados da prensa de ensaio, (*software* Partner 8.4a). Os valores dos deslocamentos medidos pelos LVDT's posicionados nos parafusos, e das deformações medidas pelos extensômetros, foram medidos pelo sistema de aquisição de dados Spider 8, controlado pelo *software* Catman 4.5 da HBM (Hottinger Baldwin Messtechnic, 2003).

#### 3. Resultados e discussões

Devido a problemas ocorridos durante a execução do ensaio do

protótipo P5(2), os resultados dessa análise foram descartados. Comparando os resultados de dois protótipos de modelos idênticos, diferenciados entre si na nomenclatura pelos números (1) e (2), percebeu-se que há pouca variabilidade entre as curvas de carga por conector versus deslocamento relativo. Na Figura 11 são apresentadas as curvas dos protótipos P1(1) e P1(2), para exemplificar a pouca variabilidade entre os resultados de dois modelos idênticos.

O valor da capacidade de carga por parafuso (V<sub>R,exp</sub>) é igual a carga máxima (P<sub>u</sub>) resistida por conector durante o ensaio. Os valores de P<sub>u</sub> referem-se a capacidade de carga de um único parafuso, ou seja, a carga aplicada no núcleo de concreto foi dividida pela quantidade de conectores existentes no protótipo.

Na Figura 12-a são apresentadas as curvas de carga *versus* deslocamento relativo para três protótipos variando os diâmetros dos parafusos, de 1/2", 5/8" e 3/4". Os demais parâmetros permaneceram constantes, sendo estes o comprimento do parafuso (2" para a Figura 12-a e 4" para a Figura 12-b), número de conectores (4 parafusos) e resistência do concreto ( $f_{cm}$  = 19,7 MPa).

Analisando a Figura 12, observa-se que há um aumento de capacidade de carga do parafuso com a variação do seu diâmetro de 1/2" para 5/8". Este resultado está de acordo com as Equações (1) e (2), onde quanto maior o diâmetro maior será a capacidade de carga do parafuso. Entretanto, quando se aumenta de 5/8" para 3/4", praticamente não há alteração na capacidade de carga. Isto indica, possivelmente, que o modo de falha nesses protótipos é o esmagamento do concreto na região de contato com o parafuso, pois segundo as Equações (1) e (2), o diâmetro do conector tem maior interferência na capacidade resistente do parafuso ao cisa-Ihamento em comparação ao esmagamento do concreto. Observa--se uma variação brusca de carregamento para os parafusos de comprimento de 4" e diâmetros de 5/8" e 3/4" que se justifica pelo esmagamento do concreto causado pela rigidez desses parafusos. Na Figura 13 são apresentadas as curvas de carga versus deslocamento relativo em função da variação do comprimento e do



#### Figura 12

Curvas de carga versus deslocamento relativo – influência do diâmetro do parafuso na capacidade resistente dos protótipos: (a) P1(1), P7(1) e P13(1); (b) P2(1), P8(1) e P14(1)

diâmetro do parafuso. Na Figura 13-a tem-se a comparação da capacidade de carga para o parafuso de diâmetro de 1/2" e diferentes comprimentos, na Figura 13-b compara-se o parafuso de diâmetro de 5/8", e por fim o parafuso de diâmetro de 3/4" tem seu comportamento experimental representado na Figura 13-c. Observa-se nos três gráficos que a capacidade de carga do parafuso com comprimento de 2" é menor que a obtida com comprimento de 4". Na Tabela 4 tem-se a comparação dos valores de V<sub>R.exp</sub> dos protótipos ensaiados nessa pesquisa de acordo com o comprimento do parafuso.

Analisando os resultados da Tabela 4, verifica-se que a proporção do aumento da capacidade de carga é maior para os parafusos de diâmetro de 3/4", seguidos pelos de 5/8" e por fim pelos parafusos de 1/2". Os resultados apresentados na Figura 13 e na Tabela 4 indicam que nos protótipos com parafusos de diâmetros de 5/8" e 3/4" ocorre o modo de falha do esmagamento do concreto na região de contato com o parafuso, pois, de acordo com a Equação (1), este é o único modo de falha associado ao comprimento do conector, no entanto não se pode afirmar que este seja o primeiro modo a ocorrer. Para os parafusos de diâmetro de 1/2", observa-se em um dos casos um aumento da capacidade de carga com o

aumento do comprimento do parafuso, enquanto que nos outros casos há uma diminuição da capacidade de carga. Pode-se afirmar, portanto, que a associação do maior comprimento, 4", com o menor diâmetro, 1/2", conduz à uma maior flexibilidade do parafuso o que reduz a eficiência do conector.

Na Figura 14 tem-se a comparação da capacidade de carga dos parafusos para os protótipos com 4 e 8 conectores para um mesmo diâmetro de parafuso. Analisando os resultados da Figura 14, verifica-se que a utilização de duas linhas de conectores (protótipos com 8 parafusos instalados) não interfere significativamente na capacidade de carga em cada conector. Esse resultado confirma que a distância mínima entre conectores determinada pela ABNT NBR 16239:2013 é segura e não provoca concentração de tensões no concreto situado entre as duas linhas de parafusos. Observa-se também que nos protótipos com 8 parafusos há uma redução dos deslocamentos relativos quando comparados com 4 parafusos. A redução observada é função do aumento da rigidez da conexão ao se adicionar mais uma linha de conectores.

Verificou-se também a interferência da resistência média do concreto,  $f_{cm}$ , na capacidade de carga do parafuso. Foram utilizados concretos com duas resistências médias, de 19,7 MPa



#### Figura 13

Curvas de carga *versus* deslocamento relativo – influência do comprimento dos parafusos nos protótipos: (a) P1(1) e P2(1); (b) P7(1) e P8(1); (c) P13(1) e P14(1)

# Tabela 4

Comparação entre os valores de V<sub>R.exp</sub> para os comprimentos dos parafusos de 2" e 4", considerando diferentes diâmetros de parafusos

Comprimento do parafuso (I <sub>b</sub> ) de 2"			Comprimento do par	Comparação		
Protótipo	V <sub>R,exp</sub> (kN)	Média V <sub>R.exp</sub> (kN)	Protótipo	V <sub>R.exp</sub> (kN)	Média V <sub>R.exp</sub> (kN)	percentual da média de V <sub>R.exp</sub> (%)
P1(1)-8,2-4P-1/2″-2″-19,7	102	100	P2(1)-8,2-4P-1/2″-4″-19,7	113	100	7 4
P1(2)-8,2-4P-1/2″-2″-19,7	101	102	P2(2)-8,2-4P-1/2″-4″-19,7	105	109	7,4
P3(1)-8,2-4P-1/2"-2"-28,7	122	100	P4(1)-9,5-4P-1/2"-4"-28,7	107	105	0.7
P3(2)-8,2-4P-1/2"-2"-28,7	95	109	P4(2)-8,2-4P-1/2"-4"-28,7	102	105	-3,/
P5(1)-9,5-8P-1/2"-2"-19,7	98	0.0	P6(1)-9,5-8P-1/2"-4"-19,7	94		
P5(2)-9,5-8P-1/2"-2"-19,7	-	98	P6(2)-9,5-8P-1/2"-4"-19,7	93	94	-4,6
P7(1)-8,2-4P-5/8"-2"-19,7	126	104	P8(1)-8,2-4P-5/8"-4"-19,7	149	100	7.0
P7(2)-8,2-4P-5/8"-2"-19,7	122	124	P8(2)-8,2-4P-5/8"-4"-19,7	117	133	7,3
P9(1)-8,2-4P-5/8"-2"-28,7	122		P10(1)-8,2-4P-5/8"-4"-28,7	119	110	1.0
P9(2)-8,2-4P-5/8"-2"-28,7	112	117	P10(2)-8,2-4P-5/8"-4"-28,7	118	119	1,3
P11(1)-9,5-8P-5/8"-2"-19,7	129	107	P12(1)-9,5-8P-5/8"-4"-19,7	138	107	7.0
P11(2)-9,5-8P-5/8"-2"-19,7	125	127	P12(2)-9,5-8P-5/8"-4"-19,7	136	137	7,9
P13(1)-8,2-4P-3/4"-2"-19,7	121	110	P14(1)-9,5-4P-3/4″-4″-19,7	147	7.47	00.0
P13(2)-8,2-4P-3/4"-2"-19,7	116	119	P14(2)-9,5-4P-3/4″-4″-19,7	145	146	23,2
P15(1)-9,5-4P-3/4"-2"-28,7	154	1 47	P16(1)-9,5-4P-3/4"-4"-28,7	154	150	0.7
P15(2)-9,5-4P-3/4"-2"-28,7	140	147	P16(2)-9,5-4P-3/4"-4"-28,7	151	153	3,7
P17(1)-9,5-8P-3/4"-2"-19,7	121	100	P18(1)-9,5-8P-3/4"-4"-19,7	136	100	7.0
P17(2)-9 5-8P-3/4"-2"-19 7	136	129	P18(2)-9.5-8P-3/4"-4"-19.7	141	139	٨, /



# Figura 14

Curvas de carga por conector *versus* deslocamento relativo – influência do número de parafusos para os protótipos: (a) P1(1) e P5(1); (b) P7(1) e P11(1); (c) P13(1) e P17(1)



# Figura 15

Curvas de carga por conector *versus* deslocamento relativo – influência da resistência do concreto para os protótipos P14(2) e P16(2) e 28,7 MPa. No gráfico da Figura 15 foram sobrepostas as curvas de carga por conector versus deslocamento relativo dos protótipos P14(2) e P16(2), para diferentes valores de resistência média do concreto. A partir desse gráfico verificou-se que o carregamento por conector é semelhante, e, portanto, a variação da resistência média do concreto não interfere na capacidade de carga do parafuso. Devido a rotação dos parafusos durante o ensaio, foram colocados dois LVDT's perpendiculares a cabeça dos conectores, como ilustrado na Figura 9. A partir dos valores de deslocamentos medidos tem-se a representação gráfica dos valores da carga por conector versus deslocamento do parafuso (Figura 16-a e Figura 16-c). Comparando em um mesmo protótipo as curvas de carga por conector versus deslocamento do parafuso (Figura 16-a) com as curvas de carga por conector versus deslocamento relativo (Figura 16-b), observa-se que o comportamento das duas curvas durante a realização do ensaio é semelhante. Esse aspecto evidencia a eficácia do parafuso em transmitir os esforços do núcleo de concreto para o perfil tubular de aço. O mesmo comportamento é



#### Figura 16

(a) e (c) Curvas de carga por conector versus deslocamento do parafuso; e (b) e (d) curvas de carga por conector versus deslocamento relativo verificado nos protótipos com 8 parafusos, como ilustra a Figura 16-c e a Figura 16-d.



#### Figura 17

(a), (c), (e) e (g) Curvas de carga *versus* deformação horizontal; e (b), (d), (f) e (h) curvas de carga versus deformação vertical Comparando os gráficos da Figura 16-a e Figura 16-c observa-se que o comportamento das curvas de carga por conector versus deslocamento dos parafusos dos LVDT's L1 e L2 são iguais, indicando que esses conectores foram solicitados de forma similar durante todo o ensaio. Essa constatação evidencia a uniformidade da distribuição do carregamento no núcleo de concreto e consequentemente nos conectores, independentemente da existência de uma ou duas linhas de conectores.

Os resultados obtidos a partir dos extensômetros nos protótipos P1(2), P2(2), P13(2) e P14(2) estão apresentados da Figura 17. Analisando os gráficos dessas figuras, percebe-se que as deformações específicas verticais e horizontais são maiores nas rosetas EER2, localizadas 50 mm abaixo dos parafusos; enquanto que as menores leituras foram verificadas nos extensômetros EER1 e EER4, localizados a 150 mm acima e abaixo do parafuso. Sendo assim, pode-se concluir que a restrição causada pelo parafuso influencia diretamente na deformação da parede do perfil tubular na região próxima ao conector. Os resultados de EER2 indicam a ocorrência de escoamento do aço na região abaixo do conector para todos os protótipos instrumentados, já que as deformações específicas verticais e horizontais nessa região excedem 2000  $\mu$ e, correspondente a deformação específica limite para o escoamento do tubo de aço.

Na Tabela 5 são apresentados os resultados experimentais e teóricos de todos os protótipos ensaiados. A partir dos resultados apresentados na Tabela 5, pode-se afirmar que o mecanismo de falha dominante, de acordo com as formulações da ABNT NBR 16239:2013, é o esmagamento do concreto na região de contato com o parafuso (valores destacados na tabela). Comparando os resultados experimentais com os teóricos, observa-se que os valores experimentais apresentam variação de 3,00 a 9,99 vezes maior que os teóricos. Isso indica que as formulações analíticas propostas pela ABNT NBR 16239:2013 estão a favor da segurança e conduzem a resultados conservadores quando comparados aos resultados experimentais.

A análise experimental sugere a ocorrência de um acréscimo na capacidade resistente do parafuso, o que indica que o concreto contido no núcleo do PMPC encontra-se confinado pelas paredes do tubo de aço. O efeito desse confinamento aumenta a resistência do concreto e consequentemente, a capacidade de carga do parafuso.

A EN 1994-1-1:2004 determina a utilização da Equação (4) para o cálculo da tensão resistente do concreto confinado localmente na região de contato com o parafuso ( $\sigma_{c,Rd}$ ) [12].

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t}{D} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \le \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \le f_{yd}$$
(4)

Onde:  $f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto à compressão;  $\eta_{cL}$  é o fator de confinamento, igual à 3,5 para as seções quadradas e 4,9 para as seções circulares; D é o diâmetro do tubo ou a largura da seção quadrada; A<sub>c</sub> é a área da seção transversal do núcleo de concreto considerada para o conector; A<sub>1</sub> é a área do concreto carregada abaixo do fuste do parafuso, área de contato;  $\int_{yd}^{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço;  $\frac{A_c}{d_1}$  deve ser  $\leq$  20.

De acordo com [18],  $A_1$  pode ser definido conforme apresentado na Equação (5):

$$A_1 = 0.70 \cdot l_b \cdot d_b \le 0.70 \cdot 5 \cdot d_b$$
(5)



# Figura 18

Curvas de carga *versus* deslocamento relativo para os protótipos P1(1) e P14(2)

A partir das recomendações da EN 1994-1-1:2004, optou-se por realizar uma análise analítica com as equações da ABNT NBR 16239:2013, porém utilizando os valores da  $\sigma_{c,Rn}$  encontrados no cálculo da Equação (4).

A Tabela 6 apresenta os resultados dessa análise utilizando as Equações (1) e (2). Analisando os resultados da Tabela 6, percebe-se que quando o confinamento do concreto na região de contato com o parafuso é considerado, o valor da força resistente teórica do concreto aumenta, e, portanto, o modo de falha dominante passa a ser o cisalhamento do parafuso. Comparando os resultados experimentais com os teóricos, observa-se que os

#### Tabela 5

Comparação entre as resistências teóricas e experimentais dos conectores de cisalhamento

Protótino	Esmagar concre	mento do to (kN)	Cisalhamento do parafuso (kN)	Esmagamento da parede do tubo (kN)	V <sub>R,teo</sub>	V <sub>R,exp</sub>	V. /V.
·	$I_{b} d_{b} f_{cm}$	$5d_{b}^{2}f_{cm}$	$0.4\pi \frac{{d_b}^2 f_{ub}}{4}$	2.4d <sub>b</sub> ff <sub>u</sub>	(kN)	(kN)	R,exp R,teo
P1(1)-8,2-4P-1/2"-2"-19,7	11	16	33	145	11	102	9,57
P1(2)-8,2-4P-1/2″-2″-19,7	11	16	33	145	11	101	9,48
P2(1)-8,2-4P-1/2″-4″-19,7	23	16	33	145	16	113	7,11
P2(2)-8,2-4P-1/2″-4″-19,7	23	16	33	145	16	105	6,61
P3(1)-8,2-4P-1/2″-2″-28,7	16	23	33	145	16	122	7,86
P3(2)-8,2-4P-1/2"-2"-28,7	16	23	33	145	16	95	6,12
P4(1)-9,5-4P-1/2″-4″-28,7	34	23	33	165	23	107	4,62
P4(2)-8,2-4P-1/2″-4″-28,7	34	23	33	145	23	102	4,41
P5(1)-9,5-8P-1/2″-2″-19,7	10	16	33	165	10	98	9,48
P5(2)-9,5-8P-1/2″-2″-,9,7	10	16	33	165	10	-	-
P6(1)-9,5-8P-1/2″-4″-19,7	23	16	33	165	16	94	5,92
P6(2)-9,5-8P-1/2″-4″-19,7	23	16	33	165	16	93	5,85
P7(1)-8,2-4P-5/8"-2"-19,7	13	25	51	182	13	126	9,46
P7(2)-8,2-4P-5/8"-2"-19,7	13	25	51	182	13	122	9,16
P8(1)-8,2-4P-5/8"-4"-19,7	29	25	51	182	25	149	6,00
P8(2)-8,2-4P-5/8"-4"-19,7	29	25	51	182	25	117	4,71
P9(1)-8,2-4P-5/8"-2"-28,7	19	36	51	182	19	122	6,29
P9(2)-8,2-4P-5/8"-2"-28,7	19	36	51	182	19	112	5,77
P10(1)-8,2-4P-5/8"-4"-28,7	43	36	51	182	36	119	3,29
P10(2)-8,2-4P-5/8"-4"-28,7	43	36	51	182	36	118	3,26
P11(1)-9,5-8P-5/8″-2″-19,7	13	25	51	206	13	129	9,99
P11(2)-9,5-8P-5/8"-2"-19,7	13	25	51	206	13	125	9,68
P12(1)-9,5-8P-5/8"-4"-19,7	29	25	51	206	25	138	5,56
P12(2)-9,5-8P-5/8"-4"-19,7	29	25	51	206	25	136	5,48
P13(1)-8,2-4P-3/4"-2"-19,7	16	36	76	218	16	121	7,57
P13(2)-8,2-4P-3/4"-2"-19,7	16	36	76	218	16	116	7,26
P14(1)-9,5-4P-3/4″-4″-19,7	35	36	76	248	35	147	4,25
P14(2)-9,5-4P-3/4"-4"-19,7	35	36	76	248	35	145	4,20
P15(1)-9,5-4P-3/4"-2"-28,7	23	52	76	248	23	154	6,82
P15(2)-9,5-4P-3/4"-2"-28,7	23	52	76	248	23	140	6,20
P16(1)-9,5-4P-3/4″-4″-28,7	50	52	76	248	50	154	3,06
P16(2)-9,5-4P-3/4"-4"-28,7	50	52	76	248	50	151	3,00
P17(1)-9,5-8P-3/4″-2″-19,7	15	36	76	248	15	121	7,81
P17(2)-9,5-8P-3/4″-2″-19,7	15	36	76	248	15	136	8,77
P18(1)-9,5-8P-3/4″-4″-19,7	35	36	76	248	35	136	3,93
P18(2)-9,5-8P-3/4"-4"-19,7	35	36	76	248	35	141	4,08

valores experimentais apresentam variação de 1,53 a 3,65 vezes maior que os teóricos e a favor da segurança.

Quanto a verificação do concreto, comparando as Tabelas 4 e 5, pode-se afirmar que há um aumento na capacidade de carga do parafuso quando considerado o efeito do confinamento do concreto. Na Figura 18 é apresentada a sobreposição das curvas de carga versus deslocamento relativo obtidas nos ensaios experimentais dos protótipos, P1(1) e P14(2). Observa-se que o parafuso com maior diâmetro (3/4") e maior comprimento (4") apresenta maior capacidade de carga que o parafuso de menor diâmetro (1/2") e menor comprimento (2").

Na Figura 19 tem-se o mecanismo de ruptura do concreto após os ensaios, na região entre conectores e sob um parafuso. Na Figura 19-a tem-se uma pequena fissura no núcleo de concreto entre os conectores no ensaio P1(1). Observando a configuração da deformada do conector na Figura 19-b, verifica-se que o parafuso de 1/2" apresenta uma grande deformação, porém o concreto ao redor do conector não apresenta ruptura. Já para o protótipo P14(2), ver Figura 19-c, observa-se a ruptura do concreto na região entre parafusos. Quanto a deformação do conector de 3/4" (Figura 19-d), destaca-se que houve uma rotação do parafuso e amassamento da parede do

#### Tabela 6

Comparação entre as resistências teóricas e experimentais dos conectores de cisalhamento, considerando o confinamento do concreto de acordo com [11]

Protótino	Esmagar concreto (kN)	nento do confinado [11]	Cisalhamento do parafuso (kN)	Esmagamento da parede do tubo (kN)	V <sub>R,teo</sub>	V <sub>R,exp</sub>	V. /V.
	<b>I<sub>b</sub> d</b> <sub>b</sub> σ <sub>c,Rn</sub>	<b>5d</b> թ² Ծ <sub>с,Rn</sub>	$0.4\pi rac{{d_b}^2 f_{ub}}{4}$	2.4d <sub>b</sub> ff <sub>u</sub>	(kN)	(kN)	♥ R,exp ♥ ♥ R,teo
P1(1)-8.2-4P-1/2"-2"-19.7	238	355	33	145	33	102	3.05
P1(2)-8.2-4P-1/2″-2″-19.7	238	355	33	145	33	101	3.02
P2(1)-8.2-4P-1/2″-4″-19.7	192	286	33	145	33	113	3.38
P2(2)-8.2-4P-1/2″-4″-19.7	192	286	33	145	33	105	3.14
P3(1)-8.2-4P-1/2"-2"-28.7	262	391	33	145	33	122	3.65
P3(2)-8.2-4P-1/2"-2"-28.7	262	391	33	145	33	95	2.84
P4(1)-9.5-4P-1/2″-4″-28.7	239	357	33	165	33	107	3.20
P4(2)-8.2-4P-1/2"-4"-28.7	211	315	33	145	33	102	3.05
P5(1)-9.5-8P-1/2″-2″-19.7	193	288	33	165	33	98	2.93
P5(2)-9.5-8P-1/2"-2"-19.7	193	288	33	165	33	-	-
P6(1)-9.5-8P-1/2″-4″-19.7	156	232	33	165	33	94	2.81
P6(2)-9.5-8P-1/2″-4″-19.7	156	232	33	165	33	93	2.78
P7(1)-8.2-4P-5/8″-2″-19.7	213	318	51	182	51	126	2.45
P7(2)-8.2-4P-5/8″-2″-19.7	213	318	51	182	51	122	2.37
P8(1)-8.2-4P-5/8″-4″-19.7	154	229	51	182	51	149	2.90
P8(2)-8.2-4P-5/8″-4″-19.7	154	229	51	182	51	117	2.27
P9(1)-8.2-4P-5/8"-2"-28.7	234	349	51	182	51	122	2.37
P9(2)-8.2-4P-5/8"-2"-28.7	234	349	51	182	51	112	2.18
P10(1)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	169	252	51	182	51	119	2.31
P10(2)-8.2-4P-5/8"-4"-28.7	169	252	51	182	51	118	2.29
P11(1)-9.5-8P-5/8″-2″-19.7	173	258	51	206	51	129	2.51
P11(2)-9.5-8P-5/8"-2"-19.7	173	258	51	206	51	125	2.43
P12(1)-9.5-8P-5/8"-4"-19.7	125	186	51	206	51	138	2.68
P12(2)-98P-5/8"-4"-19.7	125	186	51	206	51	136	2.64
P13(1)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	195	290	76	218	76	121	1.60
P13(2)-8.2-4P-3/4"-2"-19.7	195	290	76	218	76	116	1.53
P14(1)-9.5-4P-3/4"-4"-19.7	147	219	76	248	76	147	1.94
P14(2)-9.5-4P-3/4"-4"-19.7	147	219	76	248	76	145	1.91
P15(1)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	242	361	76	248	76	154	2.03
P15(2)-9.5-4P-3/4"-2"-28.7	242	361	76	248	76	140	1.85
P16(1)-9.5-4P-3/4"-4"-28.7	160	238	76	248	76	154	2.03
P16(2)-9.5-4P-3/4"-4"-28.7	160	238	76	248	76	151	1.99
P17(1)-9.5-8P-3/4"-2"-19.7	158	235	76	248	76	121	1.60
P17(2)-9.5-8P-3/4"-2"-19.7	158	235	76	248	76	136	1.79
P18(1)-9.5-8P-3/4"-4"-19.7	104	155	76	248	76	136	1.79
P18(2)-9.5-8P-3/4"-4"-19.7	104	155	76	248	76	141	1.86

tubo. Analisando a Figura 19 pode-se dizer que o parafuso de diâmetro de 1/2" e comprimento de 2" (protótipo P1(1)) tem comportamento flexível, enquanto o parafuso de diâmetro de 3/4" e comprimento de 4" (protótipo P14(2)) tem comportamento rígido. Observa-se também que no protótipo P14(2) ocorreram os modos de falha de cisalhamento do parafuso, esmagamento do concreto na região de contato abaixo do parafuso e o escoamento do tubo de aço.

Visando o entendimento do mecanismo de falha dominante, associado aos resultados obtidos pelas equações da ABNT NBR 16239:2013, uma nova análise foi realizada utilizando essas formulações analíticas. Observou-se que o fator de 0,4, que multiplica os componentes da Equação (2), para verificação do modo de falha por cisalhamento do parafuso, deve ser igual a 0,5 conforme previsto na ABNT NBR 8800 para cisalhamento do parafuso na região do fuste. Visto isso, optou-se por se realizar uma nova análise considerando o efeito do confinamento do concreto e verificando o modo de falha do cisalhamento do parafuso. Na Tabela 7 estão apresentados os resultados dessa nova análise. Observa-se que o modo de falha dominante continua sendo o cisalhamento do parafuso, porém os resultados experimentais apresentam variação de 1,22 a 2,92 em relação aos resultados teóricos. Analisando a Figura 19-a e b (protótipo P1(1)) verifica-se a deformação do parafuso após o ensaio, sendo assim, o cisalhamento do parafuso é o modo de falha mais provável de ocorrer nessa situação, conforme indicado na Tabela 7. Percebe-se que o modo de falha apresentado na Tabela 7 para o protótipo P14(2) também é o cisalhamento do parafuso. Na Figura 19-d observa-se três modos de falha: cisalhamento do parafuso, esmagamento do concreto e escoamento do tubo de aço em contato com o parafuso; porém é impossível



(a)

(b)





# (c)

(d)

#### Figura 19

Abertura da parede do perfil tubular após o ensaio para os protótipos (a) P1(1)-8,2-4P-1/2"-2"-19,7 e (c) P14(2)-9,5-4P-3/4"-4"-19,7; e configuração final do parafuso para os protótipos (b) P1(1)-8,2-4P-1/2"-2"-19,7 e (d) P14(2)-9,5-4P-3/4"-4"-19,7 determinar após o ensaio qual deles ocorreu primeiro. A partir dos resultados da Tabela 7, pode-se presumir que ocorreu inicialmente o cisalhamento do parafuso, e, devido a rigidez dos parafusos de maior diâmetro e comprimento, consequentemente o esmagamento do concreto e escoamento do tubo de aço.

# 4. Conclusões

Com relação à análise paramétrica dos protótipos de PMPC com conectores tipo parafuso, conclui-se que:

- A capacidade de carga do parafuso é maior quando se aumenta o diâmetro do conector de 1/2" para 5/8", porém ao aumentar o diâmetro de 5/8" para 3/4" a capacidade de carga final do conector não altera significativamente;
- Há um aumento na capacidade de carga do parafuso para o maior comprimento de conector. Esse acréscimo é verificado principalmente nos protótipos de PMPC com conectores de diâmetros maiores (5/8" e 3/4"), pois nesse caso os parafusos são menos flexíveis;
- A utilização de uma ou duas linhas de conectores não interfere

#### Tabela 7

Comparação entre as resistências teóricas e experimentais dos conectores de cisalhamento, sem considerar o fator de minoração na equação do cisalhamento do parafuso

Protótino	Esmagar concreto (kN)	nento do confinado [11]	Cisalhamento do parafuso (kN)	Esmagamento da parede do tubo (kN)	V <sub>R,teo</sub>	V <sub>R,exp</sub>	Va /Va
·	$\mathbf{I_b}~\mathbf{d_b}~\sigma_{\mathbf{c},\mathbf{Rn}}$	$\textbf{5d}_{b}{}^{2}\sigma_{c,Rn}$	$0.5\pi \frac{{d_b}^2 f_{ub}}{4}$	<b>2.4d</b> <sub>b</sub> <b>ff</b> <sub>u</sub>	(kN)	(kN)	• R,exp • • R,teo
P1(1)-8,2-4P-1/2"-2"-19,7	238	355	42	145	42	102	2,44
P1(2)-8,2-4P-1/2″-2″-19,7	238	355	42	145	42	101	2,42
P2(1)-8,2-4P-1/2″-4″-19,7	192	286	42	145	42	113	2,70
P2(2)-8,2-4P-1/2″-4″-19,7	192	286	42	145	42	105	2,51
P3(1)-8,2-4P-1/2"-2"-28,7	262	391	42	145	42	122	2,92
P3(2)-8,2-4P-1/2"-2"-28,7	262	391	42	145	42	95	2,27
P4(1)-9,5-4P-1/2"-4"-28,7	239	357	42	165	42	107	2,56
P4(2)-8,2-4P-1/2"-4"-28,7	211	315	42	145	42	102	2,44
P5(1)-9,5-8P-1/2″-2″-19,7	193	288	42	165	42	98	2,34
P5(2)-9,5-8P-1/2"-2"-19,7	193	288	42	165	42	-	-
P6(1)-9,5-8P-1/2″-4″-19,7	156	232	42	165	42	94	2,25
P6(2)-9,5-8P-1/2"-4"-19,7	156	232	42	165	42	93	2,22
P7(1)-8,2-4P-5/8″-2″-19,7	213	318	64	182	64	126	1,96
P7(2)-8,2-4P-5/8″-2″-19,7	213	318	64	182	64	122	1,90
P8(1)-8,2-4P-5/8″-4″-19,7	154	229	64	182	64	149	2,32
P8(2)-8,2-4P-5/8″-4″-19,7	154	229	64	182	64	117	1,82
P9(1)-8,2-4P-5/8″-2″-28,7	234	349	64	182	64	122	1,90
P9(2)-8,2-4P-5/8"-2"-28,7	234	349	64	182	64	112	1,74
P10(1)-8,2-4P-5/8"-4"-28,7	169	252	64	182	64	119	1,85
P10(2)-8,2-4P-5/8"-4"-28,7	169	252	64	182	64	118	1,83
P11(1)-9,5-8P-5/8"-2"-19,7	173	258	64	206	64	129	2,01
P11(2)-9,5-8P-5/8"-2"-19,7	173	258	64	206	64	125	1,94
P12(1)-9,5-8P-5/8"-4"-19,7	125	186	64	206	64	138	2,15
P12(2)-9,5-8P-5/8"-4"-19,7	125	186	64	206	64	136	2,11
P13(1)-8,2-4P-3/4"-2"-19,7	195	290	95	218	95	121	1,28
P13(2)-8,2-4P-3/4"-2"-19,7	195	290	95	218	95	116	1,22
P14(1)-9,5-4P-3/4"-4"-19,7	147	219	95	248	95	147	1,55
P14(2)-9,5-4P-3/4"-4"-19,7	147	219	95	248	95	145	1,53
P15(1)-9,5-4P-3/4"-2"-28,7	242	361	95	248	95	154	1,62
P15(2)-9,5-4P-3/4"-2"-28,7	242	361	95	248	95	140	1,48
P16(1)-9,5-4P-3/4"-4"-28,7	160	238	95	248	95	154	1,62
P16(2)-9,5-4P-3/4"-4"-28,7	160	238	95	248	95	151	1,59
P17(1)-9,5-8P-3/4"-2"-19,7	158	235	95	248	95	121	1,28
P17(2)-9,5-8P-3/4"-2"-19,7	158	235	95	248	95	136	1,44
P18(1)-9,5-8P-3/4"-4"-19,7	104	155	95	248	95	136	1,44
P18(2)-9,5-8P-3/4"-4"-19,7	104	155	95	248	95	141	1,49

na capacidade de carga por parafuso, desde que se utilizem as distâncias mínimas entre conectores estabelecida pela ABNT NBR 16239:2013. Verificou-se também um aumento na rigidez da conexão ao se adicionar mais uma linha de conectores;

O aumento da resistência média do concreto, de 19,7 MPa para 28,7 MPa, não interfere significativamente na capacidade de carga do parafuso.

A partir dos resultados das instrumentações com os LVDT's, utilizados para a verificação da rotação dos parafusos, constatou-se que o deslocamento do conector aumenta com o acréscimo de carga durante o ensaio, evidenciando a eficiência do parafuso em transmitir os esforços do núcleo de concreto para o perfil tubular de aço. A eficácia do parafuso em transferir a carga do concreto para o aço também foi verificada na medição das deformações específicas dos extensômetros. A partir dos resultados percebeu-se que as maiores deformações estão localizadas abaixo do conector verificada pelo escoamento do aço nessa região.

Quanto a capacidade de carga dos conectores, observou-se que o modo de falha dominante foi o esmagamento do concreto na região de contato com o parafuso. Verificou-se também que os resultados obtidos experimentalmente apresentam capacidade de carga muito acima dos resultados obtidos utilizando-se as formulações teóricas da ABNT NBR 16239:2013.

A ABNT NBR 16239:2013 não considera o efeito do confinamento do concreto,  $\sigma_{\rm c,Rn}$ , em suas formulações. Assim, foram realizadas novas análises utilizando o valor de  $\sigma_{\rm c,Rn}$  calculado de acordo com as determinações da EN 1994-1-1:2004. A consideração do confinamento nas formulações da ABNT NBR 16239:2013 aumenta a capacidade de carga teórica do conector, e o modo de falha passa a ser o cisalhamento do parafuso.

Visando uma adequação da equação de cisalhamento do parafuso uma nova análise foi realizada utilizando as formulações analíticas da ABNT NBR 16239:2013, porém considerando o fator de 0,5 na equação do modo de falha por cisalhamento do parafuso. Essa análise conduziu a valores teóricos mais próximos dos resultados experimentais e mecanismos de falha de cisalhamento do parafuso. Porém, após os ensaios experimentais verificou-se que para os conectores de maior diâmetro e comprimento, ocorre também os modos de falha de esmagamento do concreto abaixo do conector e escoamento o tubo de aço. A partir dessa avaliação visual presume--se que tenha ocorrido inicialmente o cisalhamento do parafuso, e, devido a rigidez desses parafusos, consequentemente ocorre o esmagamento do concreto e escoamento do tubo de aço.

Deve-se destacar que a eficiência do confinamento está associada a região abaixo do fuste do parafuso e até a ruptura do concreto, que pode ser observada até deslocamentos experimentais da ordem de 10 mm.

Considerando que a função do parafuso no PMPC é ter capacidade de transmitir os esforços cisalhantes na interface aço-concreto, pode-se dizer que o conector de maior comprimento e diâmetro é o mais resistente. Porém, o excesso de rigidez desse conector conduz ao modo de falha do esmagamento do concreto abaixo do parafuso, o que interfere na transmissão de cargas entre o aço e o concreto, e, consequentemente, o comportamento misto da estrutura. A ductilidade do parafuso é um comportamento desejável para um conector de cisalhamento em um PMPC, já que os conectores dúcteis se deformam o suficiente para permitir a redistribuição de esforços entre os materiais.

# 5. Agradecimentos

Os autores deste trabalho agradecem aos órgãos de fomento CNPq, CAPES, FAPEMIG e a empresa Vallourec.

#### 6. Referências bibliográficas

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares. - NBR 16239, Rio de Janeiro, 2013.
- [2] CENTO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO CBCA. Manual de Construção em Aço: Estruturas Mistas – Vol. 1. 2ed. Rio de Janeiro, 2012. 68 p. Disponível em: <a href="http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php">http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php</a> Acesso em: 15 fev. 2016.
- [3] LAI, Z.; VARMA, A. H.; ZHANG, K. Non compact and slender rectangular CFT members: Experimental database, analysis, and design. Journal of Constructional Steel Research. West Lafayette, IN, United States, n. 101, 2014; p. 455-468.
- [4] GIAKOUMELIS, G.; LAM, D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. Journal of Constructional Steel Research. London, UK, n. 60, 2004; p. 1049-1068.
- [5] OLIVEIRA, W. L. A. Análise Teórico-Experimental de Pilares Mistos Preenchidos de Seção Circular, São Carlos, 2008, Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 250 p.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios. - NBR 8800, Rio de Janeiro, 2008.
- [7] JOHANSSON, M.; AKESSON, M. Finite element study of concrete-filled steel tube using a new confinement-sensitive concrete compression model. Nordic Concrete Research. V. 2, n. 27, 2002, p. 43-62.
- [8] SILVA, R. D. Estudo da Aderência Aço-concreto em Pilares Mistos Preenchidos, São Carlos, 2006, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 154 p.
- [9] BIANCHI, F. R.; COELHO, L. H. Análise do Comportamento dos Pilares Mistos Considerando a Utilização de Conectores de Cisalhamento. *In*: I Conferência Latino-Americana de Construção Sustentável e X Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, São Paulo, 2004.
- [10] AGUIAR, O. P. Estudo do Comportamento de Conectores Crestbond em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto, Belo Horizonte, 2015, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, 129 p.
- [11] ARAÚJO, A. H. M.; SARMANHO, A. M.; BATISTA, E. M.; REQUENA, J. A. V.; FAKURY, R. H.; PIMENTA, R. J. Projeto de Estruturas de Edificações com Perfis Tubulares de Aço, Belo Horizonte: Ed. do Autor, 1ed, 2016, 598 p.
- [12] EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.
- [13] CARDOSO, H. S. Estudo Teórico-Experimental de Parafusos Utilizados como Dispositivos de Transferência de Carga

em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto, Belo Horizonte, 2014, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 205 p.

- [14] STAROSSEK, U.; FALAH, N.; LÖHNING, T. Numerical Analyses of the in Concrete-Filled Steel Tube Columns. *In*: International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'08), 4°, Jeju, Korea, 2008, p. 2651-2666.
- [15] STAROSSEK, U.; FALAH, N. The interaction of steel tube and concrete core in concrete-filled steel tube columns. *In*: International Symposium on Tubular Structures, 12°, Shangai, China, 2009, p.75-84.
- [16] ALMEIDA, P. H. F. Estudo Numérico de um Dispositivo de Transferência de Cargas em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto, Belo Horizonte, 2012, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, 151 p.
- [17] NETO, J. G. R. Análise Teórico-Experimental do Uso de Parafuso Estrutural como Conector de Cisalhamento em Pilar Misto Composto de Perfil Tubular Preenchido com Concreto, Ouro Preto, 2016, Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 146 p.
- [18] SANTOS, L. R. Análise Numérica de Conectores Parafusos em Pilares Mistos Circulares Preenchidos com Concreto, Belo Horizonte, 2017, Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 149 p.
- [19] NETO, J. G. R.; SARMANHO, A. M. Experimental analysis of a mechanical shear connector in concrete filled steel tube column. Ibracon Structures and Materials Journal. V. 10, n. 3, 2017, p. 592-625.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Effects of using chemical admixture with nanosilica in the consistency and mechanical strength of concrete

# Efeitos do uso de aditivo com nanosílica na consistência e resistência mecânica do concreto



T. F. CAMPOS NETO \* tiagocampos.eng@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-9618-2763

A. L. B. GEYER <sup>b</sup> andre.geyer@hotmail.com https://orcid.org/0000-0003-2799-4474

# Abstract

The concrete's performance depends on its behavior in the fresh and hardened states, since the workability corroborates for the transport and application processes of the material, while the mechanical strength guarantees structural effectiveness and functionality. Generally, studies of nanosilica (nS) are focused on performance analysis in the hardened state and they are founded on the use of the mineral admixture in dry grains. Thus, this article aims to evaluate the effects of superplasticizer admixture use with nanosilica in colloidal suspension in the consistency and mechanical strength of the concrete. Two concrete mixtures were produced with the same materials and identical proportions, however with different superplasticizes, one with nanosilica (CnS) and the other without nanosilica (CC) used as reference to analyse the effects of the presence of mineral admixture in the development of the consistency and the mechanical strength of the concrete. For evaluation of time and compressive strength at 28 days, according to ABNT NBR 10342 and NBR 5739, respectively. The results showed that the concrete without nanosilica, which reached 120 minutes; and, also presented higher slump values throughout the test, reaching up to 60.0 mm above at 75 minutes after the beginning of test. However, the CnS presented better performance in the hardened state, achieving the C70 high performance concrete class with 70.92 MPa; while the CC reached 65.57 Mpa, fitting within the C60 class.

Keywords: concrete, superplasticizer admixture, nanosilica, workability, mechanical strength.

# Resumo

O desempenho do concreto depende do seu comportamento nos estados fresco e endurecido, haja vista que a trabalhabilidade corrobora para os processos de transporte e aplicação do material, enquanto a resistência mecânica garante eficácia e funcionalidade estrutural. Geralmente, estudos de misturas com nanosílica (nS) são voltados para análise do desempenho no estado endurecido e são fundados no uso da adição mineral em grãos secos. Dessa forma, este artigo tem o objetivo de avaliar os efeitos do uso de aditivo superplastificante com nanosílica em suspensão coloidal na consistência e resistência mecânica do concreto. Foram produzidos dois concretos com mesmos materiais e traços idênticos, no entanto com aditivos superplastificantes diferentes, sendo uma mistura incorporada com aditivo com nanosílica (CnS) e outra sem a adição mineral (CC) utilizada como referência para análise dos efeitos da presença da nanosílica, tanto na evolução da consistência como na resistência mecânica do concreto. Para avaliação dessas propriedades foram realizados ensaios de perda de abatimento em função do tempo e resistência à compressão aos 28 dias conforme ANBT NBR 10342 e NBR 5739, respectivamente. Os resultados mostraram que o concreto dosado com aditivo sem nanosílica apresentou maior tempo disponível para manuseio, alcançando 135 minutos, estendendo o período de perda de abatimento por quinze minutos além do concreto com nanosílica em suspensão coloidal, que atingiu 120 minutos; bem como apresentou maiores valores de abatimento durante todo o ensaio, chegando a atingir 60,0 mm a mais de abatimento aos 75 minutos após o início do ensaio. Entretanto, o CnS apresentou melhor desempenho no estado endurecido, batendo a classe C70 de concreto de alto desempenho com 70,92 MPa; enquanto o CC alcançou 65,57 MPa, se enquadrando na classe C60.

Palavras-chave: concreto, aditivo superplastificante, nanosílica, trabalhabilidade, resistência mecânica.

<sup>a</sup> Universidade Federal de Goiás, Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, GO, Brasil.

Received: 14 Mar 2017 • Accepted: 03 Jun 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

# 1. Introduction

Fresh concrete hardens over time, especially if mixed continuously, the result of prolonged mixing is associated with accelerated loss of slump of the mixture. The loss of workability can create a series of problems including casting difficulty, resulting in a more porous concrete with low mechanical strength and durability [1].

The properties related to workability include consistency, segregation, exudation, plasticity and finishing. The consistency is considered an indicator closer to workability, i.e. it is a parameter that easily measures the flowability and cohesion of the concrete. The slump test is used as a measure of the concrete's consistency [2]. Nanotechnology was defined by Drexler et al. (1991 apud SAID et al. [3]) as "the control of the matter's structure based on the control of molecule per molecule of the products and byproducts". Nanotechnology can be considered as one of the most modern topics in the areas of science and technology. Due its great market potential and economic impact, the need for exploration in this field and its applications has grown significantly in recent decades.

Nowadays there are a large number of applications of nanotechnology in the civil engineering area. The study of nanomaterials is a growing field the has attracted interest e has been applied in issues ranging from the manufacture of new products to the search for new applications. Thus, it is fundamental that their physical and chemical properties must be studied as well as their behavior in the mixtures with another material.

One of the most used products is the nanosilica (nS) and, although it is widely used for improving the properties of mixtures, e.g. decreasing the porosity of the cementitious material, its applications and effects on concretes have not been fully known yet. According to Nili, Ehsani and Shabani (2010 apud QUERCIA et al. [4]), nanosilica is capable of increasing compressive strength and reducing the total permeability of hardened concrete.

It is known that the performance of the concrete depends on its behavior both in the hardened and fresh states, since the mechanical strength guarantees structural effectiveness and functionality, while the workability corroborates with the transport and application processes. Most studies of concrete with nanosilica are focused on the analysis of its impacts on the hardened mixture and little is known about the impacts on the fresh mixture. In addition, the studies are mostly performed with nanosilica dry grains condition. Thus, this paper aims to evaluate the effects of using superplasticizer admixture with nanosilica in colloidal suspension on the consistency and mechanical strength of the concrete.

# 2. Concrete and nanosilica

Concrete is a material used in building structures and substructures. It consists of different sizes granular materials and the granulometry of these products in the mixture, which contains particles from 300 nm to 32 mm, determines the properties of the concrete. Fresh properties, e.g. are regulated by the distribution of these different sizes particles, as well as properties in the hardened state, such as mechanical strength and durability, which can also be affected by the resulting densification of the particles. Increasing the range of grains sizes is one way to improve the distribution of the particles, e.g. including particles smaller than 30 nm Some materials have been widely used such as silica fume and nanosilica [5]. The development of new technologies for concrete results from the emergence of new cementitious materials science, new chemical and mineral admixtures science and the use modern scientific equipment to characterize the microstructure and nanostructure. For Zhu, Bartos and Porro (2004 apud GLEIZE [6]) the addition of nanomaterials in concrete mixtures allows not only a better control of their microstructure, which some current technologies do not, but also the production of more durable and resistant materials.

According to Kim et al. [7], the main cement hydration product is the hydrated calcium silicate (C-S-H) which consists of 67% of the total hydrated products. This product can be altered by the incorporation of nanoparticles. It is known that the transition zone (aggregate-cement paste interface) is the most fragile region of concrete, however it can be reduced by the addition of pozzolanic materials. Pozzolans are able to consume some hydration products, e.g. calcium hydrox-ide (CH) in the pozzolanic reactions resulting in a increase of the C-S-H amounts and reducing the transition zone thickness.

Said et al. [3] affirm that nS can be presented in two different types: compacted dry grains or colloidal suspension. The nS dry grains must undergo a special preparation procedure before being addicted into concrete, thus ensuring complete dispersion in the mixture. On the other hand colloidal suspension nS, produced as a stabilized suspension by a dispersing agent, is a ready-to-use type. Campillo, Dolado and Porro (2003 apud SAID et al. [3]) studied the properties of mortars produced with the two different types and concluded that the behavior of the mixtures incorporated with colloidal suspension nS was better. The researchers attributed the results to the better dispersion of nS with high reduction of agglomeration compared to the mixtures with dry grains of nanosilica. Different effects are caused by addicting nanosilica or silica fume in concretes. The addition of silica fume decreases the required amount of cement, which is a more pronounced effect for nS. The main mechanism of this work principle is the high specific surface which acts as nucleation points for precipitation of the C-S-H [5]. For Bjornstrom et al. (2004 apud BASTAMI; BAGHBADRANI; ASLANI [8]) it is still unclear whether the acceleration in the hydration process of the cement incorporated with nS is caused by its pozzolanic reactivity by dissolution or by its high specific surface. Viscosity test results have shown that cement pastes or mortars incorporated with nS require more water to maintain workability. In addition, the nanosilica presents a strong tendency to suffer ionic adsorption in aqueous environment, so the formation of agglomerates is expected. In the latter case, plasticizing admixtures are indicated.

In general, silica fume competes to retard the exothermic cement reaction and also reduces the concrete permeability. Concretes with silica fume have a delayed hydration process because hydration particles are separated by the presence of silica and as a consequence, the hydration heat is lower, being proportional to the clínquer content. Nevertheless, Belkowitz and Armentrout (2009 apud SAID et al. [3]) investigated the effects of nS in the cement hydration process and found that the small size of nS particles provides a larger contact surface, which accelerates the cement hydration rate and pozzolanic reactions.

El-Baky, Yehia and Khalil [9] evaluated the performance of fresh cement Portland mortars incorporated with dry grains of nanosilica.



#### Figure 1

Mortars flowability with different contents of nS **Source:** Adapted from EL-BAKY; YEHIA; KHALIL [9]

The cement was substituted for 19 nm dry grains of nS in contents of 0, 1, 3, 5, 7 and 10%; the water/agglomerates ratio (w/ag) was kept constant and equal to 0.48; and the fine aggregate proportion was 2.75 as function of the cement amount. The mortars' flowability tests were performed according to ASTM C1437 (Standart Test Method for Flow of Hydraulic Cement Mortar) and the results showed that the reduction of flowability is proportional to the increase of nS percentage in the mixtures up to 7%, since that part of the water was used in the activation of high specific surface nanosilica (Figure 1). Though, this behavior is different when the nS percentage reaches 10%, where the flowability increases again due the excess of nanoparticles. Thus, at lower concentrations, nS absorbs some of the water content reducing the flowability of mortars, while at higher concentrations, nS works as a lubricant increasing the flowability of the mixture.

Still in the same study, the researchers performed micrographs using scanning electron microscopy (SEM) on hydraulic cement mortars without nanosilica (conventional) and with 7% of nS in fuction of cement content. The results indicated that the nS incorporated mortar is denser and more homogeneous than the conventional one. The authors attributed the results to the pozzolanic reactions which corroborated to a greater cohesion presenting lower workability.

When it comes to mechanical performance, Said et al. [3] studied concrete mixtures produced with different colloidal suspension nanosilica

#### Table 1

Permeability and porosity results of the concretes



Figure 2 Compressive strength evolution of the mixtures Source: Adapted from SAID *et al.* [3]

contents (0, 3 and 6%). Three concrete mixtures were incorporated with nS and other three mixtures were incorporated with nS and fly ash (class F) as specified by ASTM C618 (Standart Specification for Coal Fly Ash or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete). Cementitious material consumption was maintained constant (390 kg/m<sup>3</sup>) as well as the water/cementitious materials ratio (0.40). Mechanical strength, permeability and porosity of concrete were evaluated. The results showed that the samples with 6% of nS achieved higher mechanical strengths and when nS is used together with fly ash the development of the mechanical strength in long term can be affected. Figure 2 presents the development of compressive strengths of the analyzed mixtures where Group A consists of concretes with nS and Group B consists of concretes with nS and fly ash.

The permeability was analyzed by the chloride ion penetration test which defines the chloride penetration depth by the colorimeter method according to ASTM C1202 (Standart Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration). On the other hand, the porosity was evaluated through the mercury injection porosimetry test which determines the total porosity of the concrete and the pore threshold diameters. The test's results are set in Table 1.

	Perme	ability	Porosity		
Mixture	Penetration depth (mm)	Penetration class (ASTM C 1202)	Total apparent porosity (%)	Pores diameters (µm)	
A-0 (0% nS)	10.2	Low	10.13	0.100	
A-1 (3% nS)	3.1	Very low	6.91	0.075	
A-2 (6% nS)	4.6	Very low	6.44	0.060	
B-0 (0% nS)	8.1	Very low	12.56	0.144	
B-1 (3% nS)	4.1	Very low	9.30	0.092	
B-2 (6% nS)	3.3	Very low	8.21	0.075	

Source: Adapted from SAID et al. [3]

Group A concretes presented lower chloride ion penetration indices reaching to 70% lower rates when compared to concretes without nS. Group B concretes presented a slight reduction and close to 60% of the concrete without nS. When it comes to porosity, all the concretes incorporated with nanosilica showed lower porosities and smaller pore threshold diameters. These results confirm that nanosilica works not only as a pozzolanic material but also as a filler.

Kim et al. [7] analyzed the effects of nanosilica in the composition of concretes under different curing temperatures. Three mixtures with different nS contents (0, 1 and 3%) and temperatures conditions on seven days curing processes (20 and 38°C) were studied. The main subject was to evaluate the cement hydration rate and the relative pozzolanic reactivity of nanosilica. The results evidenced an accelerated cement hydration process under higher temperatures and that the nS portion that actively participated in the pozzolanic reactions was higher when the cement paste is submitted to elevated temperatures.

The selection of appropriate materials and preparing processes are important steps to produce a concrete mixture that ensures the strength and durability specifications of the structure project. Thought, this objective cannot be achieved if right attention is not given to the operations which the mixtures is submitted in the early ages. The term "early ages" covers only an insignificant time period, e.g. the first two days after its production, but during this period numerous operations are performed such as mixing, casting, finishing, curing and demolding. These operations are influenced by fresh concrete characteristics, e.g. workability, strength growth rate and maturity time. Obviously, simultaneous control of these operations in early ages and these fresh concrete properties is essential to ensure that the final product is structurally suitable for its purpose, for its design [10].

The early ages period in concrete service life is insignificantly smaller than its total service life, but during this period it is subject to many operations that are not only affected by the concrete properties but also influence them, e.g. a concrete with low workability can be difficultly mixed; on the other hand, excessive mixing time can reduce its workability.

For a constant water/cement (w/c) ratio an increase in aggregate/ cement (ag/c) ratio will reduce its workability and consequently a larger cement amount will be required. A lower fine aggregate content results in higher rates of segregation and rough finishing while a higher fine aggregate content could result in a more permeable and less economical and durable but more easily workable mixture [11]. Smaller particles require more water because of their large specific surfaces, while the irregular shapes and rough textures of an angular aggregate could require more water that a rounded aggregate. The mineral materials incorporated with the purpose of replacing part of the cement also impact on the workability increasing the cohesion of the mixture.

Mixing time and speed can damage the concrete's workability. The Designation C94 [12] states that mixing in elevated speeds and for long periods of time, approximately one hour or more, may result in a mechanical strength loss, excessive loss of incorporated air and accelerated slump loss.

The superplasticizer admixtures are responsible for ensuring high flowability to the mixtures, however Tutikian and Dal Molin [13] affirm that the greatest difficulty in using this type of admixtures is the relatively high rate of consistency loss with the time. Thought, in cases where a longer transport and casting time is necessary it is indicated the specification of higher initial slumps which can be obtained with the use of plasticizing admixtures.

# 3. Materials and experimental program

#### 3.1 Materials

For the development of the experimental procedure the following materials were used: cement Portland CP II-F-40 with specific surface of 422.31 m<sup>2</sup>/kg; silica fume; fine aggregates with characteristic maximum diameters of 0.60 and 4.75 mm; coarse aggregates with 12.5 and 25.0 mm; multi-functional admixture (Tec-Mult 829);

#### Table 2

Aggregates characteristics and chemical admixtures specifications

		Aggregates							
Characteristic	Fine aggregate 0.6 mm	Fine aggregate 4.75 mm	Coarse aggregate 12,5 mm	Coarse aggregate 25,0 mm					
Unit weight (kg/dm³)	1.366	1.537	1.620	1.671					
Specific weight (kg/dm³)	2.653	2.598	2.873	2.890					
Characteristic length (mm)	0.60	4.75	12.50	25.00					
Fineness modulus	1.766	3.079	1.943	3.114					

Characteristic	Chemical admixtures			
	Tec-Mult 829	Tec-Flow 50N	Silicon NS AD 400	
Manufacturer	RheoSet	RheoSet	Silicon	
Appearance / color	Liquid / Dark brown	Liquid / Light brown	Liquid / Dark brown	
рН	7.5 ± 1.0	6.0 ± 1.0	5.6 ± 1.0	
Specific weight (g/cm³)	1.175 ± 0.02	1.110 ± 0.02	$1.080 \pm 0.02$	

### Table 3

Concrete materials consumption in kg/m<sup>3</sup>

Matarial	Consumption (kg/m <sup>3</sup> )		
Malenai —	Conventional concrete (CC)	Concrete with nanosilica (CnS)	
Cement	390.0	390.0	
Silica fume	30.0	30.0	
Fine aggregate 0.60 mm	220.0	220.0	
Fine aggregate 4.75 mm	505.0	505.0	
Coarse aggregate 12.5 mm	260.0	260.0	
Coarse aggregate 25.0 mm	750.0	750.0	
Water	176.0	176.0	
Chemical admixture – Tec-Mult 829	2.83	2.83	
Chemical admixture – Tec-Flow 50N	1.10	-	
Chemical admixture – Silicon NS AD 400	_	1.10	

and superplasticizer polycarboxylates admixtures, one of them being industrially incorporated with colloidal suspension nanosilica (Silicon NS AD 400) and the other without nS (Tec-Flow 50N). The data obtained on the characterization procedures of the aggregates and the specifications of the chemical admixtures supplied by its on manufacturers are presented in Table 2.

The materials proportion of the concretes was provided by one the most important industries of concrete in the Goiânia District (Brazil) being one of the most commercialized by the company. The concept of using the best-selling mixture proportion of a company is based on the idea of studying close-to-market mixture making the research more applicable to those concrete industries. The proportions of the materials used in the production of the analyzed concretes (CC and CnS) are presented in Table 3. These proportions are specific for obtaining compressive strength of 50 MPa and initial slump of  $200 \pm 30$  mm, according to the data provided by the concrete company.

#### 3.2 Experimental program

Two different mixtures were produced with same material and identical proportions, however with different superplasticizer admixtures. The mixture without nS (CC) was used as study reference to observe the effects of nanosilica in the workability and mechanical strength of concretes; while the other mixture was produced with colloidal suspension nS (CnS) industrially incorporated to the chemical admixture. To evaluate these properties were carried out slump loss tests as function of time and compressive strength tests at 28 days.

Nine mixtures were studied for each concrete in order to obtain precision in the results. With the view to compare the two mixtures they were produced in different days but in the same hour period (between 12:00 and 17:00). The ambient temperature respected the period of  $31 \pm 2^{\circ}$ C and the relative air humidity  $39 \pm 4\%$  during the whole process of slump determinations according to the ABNT NBR 10342:2012 requests which limits those variations to  $2^{\circ}$ C and 5% for temperature and air humidity, respectively.

The slump loss through time tests were carried out in accordance with ABNT NBR 10342:2012, which besides the limits to ambient temperature and relative air humidity, presents the necessary equipment and requirements to run the test. According to the prescriptions the test must be considered finished when the mixture achieves slump of  $20 \pm 10$  mm or when it is needed according to the researchers. In the study, the tests were terminated when the mixtures reached the consistency class S10 (slump lower than 50 mm) – respecting the NBR 7212 [14] requirements – in order to avoid problems in the specimens casting procedures.

The ABNT NBR NM 67:1998 was the standard basis for determination of slump with intervals of fifteen minutes. The casting and curing of the specimens were performed according to ABNT NBR 5738:2015 and submitted to compressive strength tests at 28 days according to the procedure of ABNT NBR 5739:2007.

# 4. Results and discussions

In this study, the term "workability time" refers to the period from the first slump determination to its closure (50  $\pm$  10 mm). Figure 3 shows the average workability times of conventional concrete (CC) and concrete incorporated with nanosilica (CnS) mixtures.

It can be noted that the mixture with colloidal suspension nanosilica, industrially incorporated to the superplasticizer admixture, presented lower workability time than the conventional concrete. The CnS presented a fifteen minutes lower workability time and







# Figure 4

Slump loss evolution of the mixtures

this difference may be a reflection of the initial slumps showed in Figure 4. El-Baky, Yehia and Khalil [9] found that a large part of the water content is used to activate the nS particles due its high specific surface, reducing the initial flowability of the mixture (Figure 4). The nanosilica content of the admixture was not reported by the manufacturer, however basing on El-Baky, Yehia and Khalil [9] results, it can be observed that the content may be lower than 10% contributing to the mixture slump reduction.

The workability time may influence in the total time that concrete industries have available to produce, transport and cast their mixtures, i.e. perform all the phases properly and respecting the structural project requirements. Any problem in the procedure could make adjustments necessary such as alter the water/cement ratio or exceed the chemical admixtures content limits. The use of chemical admixtures incorporated with nanosilica in concrete mixtures that have to be transported over long distances may not be indicated because it is able to reduce its workability. It will require adjustments to facilitate its casting and it may compromise the hardened concrete properties.

Figure 4 also shows the limiting lines of the concrete consistency





classes according to NBR 7212 [14]. Because of the lower initial slump, 190 mm, the CnS mixture was initially in S160 class whereas the CC mixture was fitted to S220 class, reaching to 225 mm. It is possible to note that the class difference persisted until the last slump determination, where the CnS was in S10 class while the CC was still within the S50 class.

Regarding the slump evolution both concrete mixtures presented similar behavior. It is noted that both mixtures presented linear and descending behaviors. The concrete with addition of nanosilica presented lower slump values in all determinations. It could be possibly explained by the higher water demand resulting from the presence of nS. The CnS started losing workability more quickly after 60 minutes while the CC started after 75 minutes, i.e. once again the fifteen-minute difference remained as a standard. Even though the sudden slump drop occurred at different moments the behavior of both mixtures before and after this moment were similar, proving that the nanosilica only influences the workability by demanding water for its activation. This fact could be corrected by elevating the water content of the mixture without compromising the limits established in norms and in accordance to the environmental aggressive-

To evaluate the mechanical strength, four specimens were prepared for each concrete mixture. The results are presented in Figure 5 where it is possible to note that the concrete incorporated with nS reached higher compressive strength values at 28 days. This result can be attributed to the pozzolanic effect of the nanosilica studied and presented by Said et al. [3] which, due its high specific surface contributes to the formation of hydrated calcium silicates by means of the pozzolanic reactions between nS and hydration products, such as calcium hydroxide.

According to the compressive strength values both mixtures are categorized as high strength concretes because they are in the Group II of strength class of ABNT NBR 8953:2015. However, the CnS mixture, which reached 70.92 MPa, can be classified as C70 class; while the CC mixture, which reached 65.57 MPa, falls within the C60 class.

Due the nS high specific surface the CnS mechanical strength could have been ever higher but it was approximately 5.0 MPa higher than the CC result. The lack of water content in the CnS mixture possibly may have contributed to the non-activation of the nS particles reducing the pozzolanic potential of the mineral admixture to the amount of water available for the chemical reactions. In the future, research on the changes in water/cement ratio can be made in order to attest the pozzolanicity of the nanosilica. Moreover, permeability analyzes can also be carried out in order to contribute to the concrete durability studies.

# 5. Conclusions

Based on the results previously showed, the effect of the chemical admixture incorporated with nanosilica on the slump loss and mechanical strength of concretes can be noted. The fresh concrete incorporated with nS presented lower slump values when compared to concrete without nanosilica. This disturbance can reduce the preparation, transportation and casting times of the mixtures and it is necessary to evaluate the possibility of changing the water/cement ratio or to use another chemical admixture, e.g. retarders admixtures. In the process of slump loss both mixtures presented similar behavior, i.e. the presence of colloidal suspension nanosilica did not result in excessive slump losses over time. As regards mechanical strength, the presence of nS increased the concrete load capacity expanding the possible applications of the mixture.

In the nanosilica incorporated chemical admixture the content of nS present in its composition is not reported, however when comparing this research results with previous studies, it is believed that the nS content is lower than 10% because the mixture workability was impaired. Thus, it is the manufacturers responsibility to specify the nS amount in the solution or to carefully describe the benefits of using the chemical admixture as occurs with the product used in this research.

Lastly, based on the results previously showed, the effect of the chemical admixture incorporated with nanosilica on the slump loss and mechanical strength of concretes can be noted. The fresh concrete incorporated with nS presented lower slump values when compared to concrete without nanosilica. This disturbance can reduce the preparation, transportation and casting times of the mixtures and it is necessary to evaluate the possibility of changing the water/cement ratio or to use another chemical admixture, e.g. retarders admixtures.

# 6. Acknowledgements

To the Coordenação de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível Superior (CAPES) for the financial support. To the companies Realmix Concretos and Impercia – Impermeabilizantes e Especialidades Químicas para Construção for the materials supply. To Universidade Federal de Goiás and its professionals who encouraged and made the accomplishment of this work possible.

# 7. References

- SOROKA, I.; RAVINA, D. Hot Weather Concreting with Admixtures. Cement and Concrete Composites, n. 20, p. 129-136, 1998.
- [2] KOSMATKA, S. H.; KERKHOFF, B.; PANARESE, W. C. Design and Control of Concrete Mixtures. 14. ed. Skokie: Portland Cement Association, 2003.
- [3] SAID, A. M.; ZEIDAN, M. S.; BASSUONI, M. T.; TIAN, Y. Properties of concrete incorporating nano-silica. Construction and Building Materials, n. 36, p. 838-844, 2012.
- [4] QUERCIA, G.; SPIESZ, P.; HÜSKEN, G.; BROUWERS, J. Effects of amorphous nano-silica additions on mechanical and durability performance of SCC mixtures. In: INTERNA-TIONAL CONGRESS ON DURABILITY OF CONCRETE, 2012, Norway. Anais... Norway: ICDC, 2012.
- [5] QUERCIA, G.; BROUWERS, H. J. H. Application of nano-silica (nS) in concrete mixtures. In: International PhD Symposium in Civil Engineering. 8., 2010, Kongens Lyngby. Anais eletrônicos... Kongens Lyngby: [s.n.]. 2010. Disponível em: <http://www.google.com.br/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&so urce=web&cd=1&ved=0CCIQFjAA&url=http%3A%2F%2F www.researchgate.net%2Fpublication%2F228442569\_Application\_of\_nano-silica\_%2528nS%2529\_in\_concrete\_mi xtures%2Flinks%2F0c96052430c5abf699000000&ei=nJuO

VOTTNI\_AgwTLkILAAQ&usg=AFQjCNGPrgaZMBEKIXeR u6pBjlMQcDUInA&bvm=bv.81828268,d.eXY>. Acesso em: 22 abr. 2016.

- [6] GLEIZE, P. J. P. Nanociência e Nanotecnologia dos Materiais Cimentícios. In: ISAIA, G. C. (Ed.) Concreto: Ciência e Tecnologia. 1. ed. São Paulo: IBRACON, n. 2, p. 1871-1884, 2011.
- [7] KIM, J. J.; RAHMAN, M. K.; AL-MAJED, A. A.; AL-ZAHRANI, M. M.; TAHA, M. M. R. Nanosilica effects on composition and silicate polymerization in hardened cement paste cured under high temperature and pressure. Cement and Concrete Research, n. 43, p. 78-85, 2013.
- [8] BASTAMI, M.; BAGHBADRANI, M.; ASLANI, F. Performance of nano-Silica modified high strenght concrete at elevated temperatures. Cement and Building Materials, n. 68, p. 402-408, 2014.
- [9] EL-KABY, S. ABD.; YEHIA, S.; KHALIL, I. S. Influence of nano-silica addition on properties of fresh and hardened cement mortar. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON NANO-MATERIALS – RESEARCH AND APPLICATION, 5., 2013, Brno. Anais eletrônicos... Brno: Tanger, 2013. Disponível em: <http://www.google.com.br/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&sour ce=web&cd=10&ved=0CGwQFjAJ&url=http%3A%2F%2Fw ww.researchgate.net%2Fpublictopics.PublicPostFileLoader. html%3Fid%3D52e3b135d4c1186f678b460e%26key%3D60 b7d52e3b135e9bb4&ei=SeEGVcesBsOXgwS5wYGgCA&us g=AFQjCNG7ixVID2NqQ3Yfu2FLoX9Sem\_sCg&sig2=4gAlu jZ0e4fBju1MpFHqwQ>. Acesso em: 16 abr. 2016.
- [10] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 2. ed. São Paulo: Pini, 2014.
- [11] MINDESS, S.; YOUNG, J. F. Concrete. New Jersey: Prentice-Hall Inc., 1981.
- [12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Designation C 494: Standart Specification for Chemical Admixtures for Concrete. West Conshohocken, Pensilvânia, 2013.
- [13] TUTIKIAN, B. F.; DAL MOLIN, D. C. Concreto Auto-Adensável. São Paulo: Pini, 2008.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7212: Execução de concreto dosado em central. Rio de Janeiro, 2012.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Effects of using chemical admixture with nanosilica in the consistency and mechanical strength of concrete

# Efeitos do uso de aditivo com nanosílica na consistência e resistência mecânica do concreto



T. F. CAMPOS NETO \* tiagocampos.eng@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-9618-2763

A. L. B. GEYER <sup>b</sup> andre.geyer@hotmail.com https://orcid.org/0000-0003-2799-4474

# Abstract

The concrete's performance depends on its behavior in the fresh and hardened states, since the workability corroborates for the transport and application processes of the material, while the mechanical strength guarantees structural effectiveness and functionality. Generally, studies of nanosilica (nS) are focused on performance analysis in the hardened state and they are founded on the use of the mineral admixture in dry grains. Thus, this article aims to evaluate the effects of superplasticizer admixture use with nanosilica in colloidal suspension in the consistency and mechanical strength of the concrete. Two concrete mixtures were produced with the same materials and identical proportions, however with different superplasticizes, one with nanosilica (CnS) and the other without nanosilica (CC) used as reference to analyse the effects of the presence of mineral admixture in the development of the consistency and the mechanical strength of the concrete. For evaluation of time and compressive strength at 28 days, according to ABNT NBR 10342 and NBR 5739, respectively. The results showed that the concrete without nanosilica, which reached 120 minutes; and, also presented higher slump values throughout the test, reaching up to 60.0 mm above at 75 minutes after the beginning of test. However, the CnS presented better performance in the hardened state, achieving the C70 high performance concrete class with 70.92 MPa; while the CC reached 65.57 Mpa, fitting within the C60 class.

Keywords: concrete, superplasticizer admixture, nanosilica, workability, mechanical strength.

# Resumo

O desempenho do concreto depende do seu comportamento nos estados fresco e endurecido, haja vista que a trabalhabilidade corrobora para os processos de transporte e aplicação do material, enquanto a resistência mecânica garante eficácia e funcionalidade estrutural. Geralmente, estudos de misturas com nanosílica (nS) são voltados para análise do desempenho no estado endurecido e são fundados no uso da adição mineral em grãos secos. Dessa forma, este artigo tem o objetivo de avaliar os efeitos do uso de aditivo superplastificante com nanosílica em suspensão coloidal na consistência e resistência mecânica do concreto. Foram produzidos dois concretos com mesmos materiais e traços idênticos, no entanto com aditivos superplastificantes diferentes, sendo uma mistura incorporada com aditivo com nanosílica (CnS) e outra sem a adição mineral (CC) utilizada como referência para análise dos efeitos da presença da nanosílica, tanto na evolução da consistência como na resistência mecânica do concreto. Para avaliação dessas propriedades foram realizados ensaios de perda de abatimento em função do tempo e resistência à compressão aos 28 dias conforme ANBT NBR 10342 e NBR 5739, respectivamente. Os resultados mostraram que o concreto dosado com aditivo sem nanosílica apresentou maior tempo disponível para manuseio, alcançando 135 minutos, estendendo o período de perda de abatimento por quinze minutos além do concreto com nanosílica em suspensão coloidal, que atingiu 120 minutos; bem como apresentou maiores valores de abatimento durante todo o ensaio, chegando a atingir 60,0 mm a mais de abatimento aos 75 minutos após o início do ensaio. Entretanto, o CnS apresentou melhor desempenho no estado endurecido, batendo a classe C70 de concreto de alto desempenho com 70,92 MPa; enquanto o CC alcançou 65,57 MPa, se enquadrando na classe C60.

Palavras-chave: concreto, aditivo superplastificante, nanosílica, trabalhabilidade, resistência mecânica.

<sup>a</sup> Universidade Federal de Goiás, Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, GO, Brasil.

Received: 14 Mar 2017 • Accepted: 03 Jun 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

# 1. Introdução

O concreto fresco enrijece com o tempo, especialmente se for misturado continuamente, o resultado de uma mistura prolongada está associado à perda de abatimento acelerada do concreto. A perda de trabalhabilidade do concreto pode criar uma série de problemas incluindo dificuldade de lançamento e adensamento, resultando em um concreto mais poroso e com baixa resistência mecânica e durabilidade [1].

As propriedades relacionadas à trabalhabilidade incluem consistência, segregação, exsudação, mobilidade, bombeamento e acabamento. A consistência é considerada um indicador mais próximo da trabalhabilidade, isto é, é um parâmetro que mensura a facilidade de escoamento e coesão da mistura. O abatimento é usado como uma medida da consistência do concreto [2].

A nanotecnologia foi definida por Drexler *et al.* (1991 *apud* SAID *et al.* [3]) como "o controle da estrutura da matéria com base no controle de molécula por molécula dos produtos e subprodutos". A nanotecnologia pode ser considerada como um dos temas mais modernos nas áreas da ciência e tecnologia. Por ter grande potencial de mercado e impacto econômico, a necessidade de exploração neste campo e suas aplicações têm crescido significativamente nas últimas décadas.

Atualmente, há um grande número de aplicações da nanotecnologia no campo da construção civil. O estudo dos nanomateriais é um crescente campo que tem atraído interesse e tem sido aplicado em questões que vão desde a fabricação de novos produtos até a busca por novas aplicações. Assim, é fundamental que sejam estudadas suas propriedades físicas e químicas, além do seu comportamento junto às misturas com outros materiais.

Um dos produtos mais utilizados é a nanosílica (nS) e, mesmo sendo largamente utilizada por melhorar as propriedades mecânicas do concreto aumentando o grau de adensamento e/ou diminuindo a porosidade da matriz sólida, suas aplicações e efeitos sobre as misturas de concreto ainda não são completamente conhecidos. Segundo Nili, Ehsani e Shabani (2010 *apud* QUERCIA *et al.* [4]), a nanosílica é capaz de aumentar a resistência à compressão e reduzir a permeabilidade total do concreto endurecido.

Sabe-se que o desempenho do concreto depende do seu comportamento tanto no estado endurecido como no estado fresco, haja vista que a resistência mecânica garante eficácia e funcionalidade estrutural, enquanto a trabalhabilidade corrobora para os processos de transporte e aplicação do material. A maioria dos estudos de concretos com nanosílica é voltada para a análise dos impactos na mistura já endurecida e pouco se sabe sobre os impactos na mistura fresca. Além disso, os estudos, também em sua maioria, são fundamentados na adição de nanosílica em grãos secos. Dessa forma, este artigo tem o objetivo de avaliar os efeitos da adição aditivo superplastificante com nanosílica, em suspensão coloidal, na consistência e resistência mecânica do concreto.

# 2. O concreto e a nanosílica

O concreto é um material usado em infraestruturas e edifícios. Ele é composto por materiais granulares de diferentes tamanhos e a graduação total da mistura, que contem partículas de 300 nm a 32 mm, determina as propriedades do concreto. As propriedades no estado fresco são, por exemplo, reguladas pela distribuição dessas partículas de diferentes tamanhos, assim como as propriedades no estado endurecido, tais como resistência e durabilidade, também podem ser afetadas pelo empacotamento resultante das partículas. Uma forma de melhorar o empacotamento é aumentar a gama de tamanhos dos grãos, por exemplo, incluindo partículas com dimensões inferiores a 30 nm. Alguns materiais têm sido largamente utilizados, tais como, sílica ativa e nanosílica [5].

O desenvolvimento de novas tecnologias para concreto resulta da emergência de uma nova ciência dos materiais cimentícios, uma nova ciência de aditivos e adições e uso de equipamentos científicos sofisticados para caracterizar a microestrutura e até a nanoestrutura. Para Zhu, Bartos e Porro (2004 *apud* GLEIZE [6]), a utilização de nanomateriais ao concreto permite não só um melhor controle de sua microestrutura, o que não permitem as tecnologias atuais, como também a produção de materiais mais duráveis e resistentes.

Segundo Kim *et al.* [7], o principal produto de hidratação do cimento e que compõe aproximadamente 67% do produto hidratado é o silicato de cálcio hidratado (C-S-H). Esse produto de hidratação pode ser alterado pela incorporação de nanopartículas. Sabe-se que a zona de transição da interface agregado-pasta de cimento hidratada é a região mais frágil do concreto, no entanto ela pode ser reduzida por meio da adição de materiais pozolânicos na mistura do concreto. As pozolanas são capazes de consumir sólidos presentes na zona de transição, por exemplo o hidróxido de cálcio (CH), nas reações pozolânicas aumentando as quantidades de C-S-H e reduzindo a espessura da zona da película.

Said *et al.* [3] enunciam que a nS pode se apresentar de duas formas: grãos secos compactados ou em suspensão coloidal. Os grãos secos de nS devem passar por um procedimento de preparação especial antes de serem inseridos na mistura de concreto, assim é garantida a completa dispersão na água de amassamento ou no aditivo. Por outro lado, a nanosílica em suspensão coloidal, produzida como uma suspensão estabilizada por um agente dispersor, é uma forma já pronta para uso. Campillo, Dolado e Porro (2003 *apud* SAID *et al.* [3]) estudaram as propriedades de argamassas dosadas com as duas diferentes formas e concluíram que o comportamento das misturas incorporadas com nS em suspensão coloidal foi melhor e atribuíram tal resultado à melhor dispersão com alta redução de aglomeração em comparação à nS em grãos secos.

Diferentes efeitos são produzidos no concreto pela adição de nanosílica ou sílica ativa. A adição de sílica ativa diminui a quantidade de cimento necessária, sendo este um efeito mais pronunciado para a nS. O principal mecanismo deste princípio de trabalho é a elevada superfície específica, que atua como pontos de nucleação para a precipitação do gel de C-S-H [5]. Bjornstrom *et al.* (2004 *apud* BAS-TAMI; BAGHBADRANI; ASLANI [8]) afirmam que ainda não está claro se a aceleração no processo de hidratação do cimento na presença de nS é causada pela sua reatividade pozolânica mediante dissolução ou pelo aumento da superfície específica. Resultados de testes de viscosidade têm mostrado que pastas de cimento ou argamassas com nS exigem mais água para manter a trabalhabilidade. Além disso, a nanosílica apresenta uma forte tendência à adsorção iônica em meio aquoso, logo a formação de aglomerados é esperada. Neste último caso, aditivos plastificantes são indicados.



#### Figura 1

Fluidez de argamassas com diferentes teores de nS Fonte: Adaptado de EL-BAKY; YEHIA; KHALIL [9]

Em geral, a sílica ativa concorre para retardar a reação exotérmica do cimento, além de reduzir a permeabilidade do concreto. Concretos com sílica ativa têm o processo de hidratação retardado devido às partículas em hidratação estarem mais separadas pela presença da adição mineral e, o fluxo de calor é mais baixo, sendo proporcional ao teor de clínquer presente. No entanto, Belkowitz e Armentrout (2009 *apud* SAID *et al.* [3]) investigaram os efeitos da nS no processo de hidratação do cimento e constataram que o pequeno tamanho das partículas fornece uma maior superfície de contato, que acelera a taxa de hidratação do cimento e as reações pozolânicas.

El-Baky, Yehia e Khalil [9] avaliaram o desempenho de argamassas de cimento Portland no estado fresco incorporadas com nanosílica em grãos. A nS com dimensão de 19 nm foi utilizada com uma adição em substituição ao cimento em teores de 0, 1, 3, 5, 7 e 10%; a relação água/aglomerante (a/ag) foi mantida constante e igual a 0,48; e a proporção de areia foi de 2,75 em função do cimento. Os ensaios de fluidez das diferentes argamassas foram realizados de acordo com a ASTM C1437 (Standart Test Method for Flow of Hydraulic Cement Mortar) e os resultados mostraram que a redução da fluidez é proporcional ao aumento da porcentagem de nS na mistura até 7%, visto que parte da água de amassamento foi utilizada na ativação das partículas da adição devido

#### Tabela 1

Índices de permeabilidade e porosidade dos concretos

à sua elevada superfície específica (). No entanto, esse comportamento é alterado quando o teor de nS atinge 10%, onde a fluidez volta a aumentar devido ao excesso de nanopartículas. Assim, em teores menores, a nS absorve parte da água da mistura, reduzindo a consistência das argamassas, enquanto que em teores maiores, a nanosílica que não reage atua como um lubrificante, aumentando novamente a fluidez da mistura.

Ainda no mesmo estudo, os pesquisadores realizaram micrografias com microscópio eletrônico de varredura (MEV) nas misturas de argamassa sem adição (convencional) e com 7% de nS. Os resultados apontaram que a argamassa com nanosílica é mais densa e homogênea do que a convencional. Os pesquisadores atribuíram esse resultado às reações pozolânicas, resultando em maior coesão, entretanto apresentando menor trabalhabilidade do que a argamassa convencional.

Em se tratando de desempenho mecânico, Said et al. [3] estudaram concretos dosados com diferentes teores de nanosílica (0%, 3% e 6%) em suspensão coloidal. Três concretos foram dosados apenas com nS e três concretos foram dosados com nS e cinza volante classe F, conforme especificado pela ASTM C 618 (Standart Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzola for Use in Concrete). O consumo de material cimentício foi mantido constante (390 kg/m³), assim como a relação água/materiais cimentícios (0,40). Foram avaliadas as propriedades de resistência mecânica, permeabilidade e porosidade dos concretos. Os resultados apontaram que os corpos-de-prova apenas com adição de 6% de nanosílica obtiveram os majores valores de resistência à compressão e que a adição de cinza volante em conjunto com a nS pode reduzir a evolução da resistência mecânica dos concretos a longo prazo. A Figura 2 apresenta a evolução das resistências à compressão dos concretos estudados, onde o Grupo A é constituído por concretos com nS e o Grupo B com nS e cinza volante.

A permeabilidade foi analisada por meio do ensaio de penetração de cloretos por imersão, que determina a profundidade da penetração dos cloretos por meio do método do colorímetro regulamentado pela ASTM C 1202 (Standart Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration). Por outro lado, a porosidade foi avaliada por meio do ensaio de porosimetria por injeção de mercúrio, que determina a porosidade total aparente do concreto e os diâmetros limiares dos poros. Os resultados de ambos os ensaios estão inseridos na Tabela 1.

	Permeab	Permeabilidade		Porosidade	
Mistura	Profundidade média de penetração (mm)	Classe de penetrabilidade (ASTM C 1202)	Porosidade total aparente (%)	Diâmetro limiar dos poros (µm)	
A-0 (0% nS)	10,2	Baixa	10,13	0,100	
A-1 (3% nS)	3,1	Muito baixa	6,91	0,075	
A-2 (6% nS)	4,6	Muito baixa	6,44	0,060	
B-0 (0% nS)	8,1	Muito baixa	12,56	0,144	
B-1 (3% nS)	4,1	Muito baixa	9,30	0,092	
B-2 (6% nS)	3,3	Muito baixa	8,21	0,075	

Fonte: Adaptado de SAID et al. [3]



#### Figura 2

Evolução das resistências à compressão dos concretos Fonte: Adaptado de SAID *et al.* [3]

Os concretos do grupo A incorporados com nS apresentaram menores índices de penetração por cloretos, chegando a atingir índice de permeabilidade 70% menor se comparado ao concreto sem a adição mineral. Já os concretos do grupo B, por serem acrescidos de cinza volante e nS, apresentaram uma redução menor e próxima a 60% do concreto sem nS. Na porosidade, os concretos com nS dos dois grupos apresentaram menores porosidades aparente e menores diâmetros limiares dos poros. Esses resultados constatam que a nanosílica atua não só como material pozolânico, mas também como fíler nas misturas.

Kim *et al.* [7] analisaram os efeitos da nanosílica na composição de concretos curados sob diferentes condições de temperatura. Foram estudados três concretos com teores de 0, 1 e 3% de nS, curados por sete dias em diferentes condições de temperatura (20°C e 38°C). O objetivo foi avaliar o grau de hidratação do cimento e a reatividade pozolânica relativa da adição mineral. Os resultados evidenciaram uma acelerada hidratação do cimento em condições de elevada temperatura e que a fração de nS que participou ativamente na reação pozolânica é maior quando a pasta de cimento é submetida a altas temperaturas.

A seleção dos materiais apropriados e a dosagem são passos importantes para produzir um concreto que atenda às especificações de resistência e durabilidade na estrutura. Esse objetivo, no entanto, pode não ser atingido se uma atenção adequada não for dada às operações às quais o concreto é submetido nas primeiras idades. O termo "primeiras idades" abrange apenas um insignificante intervalo de tempo, por exemplo, os dois primeiros dias após a produção, no total da expectativa de vida útil do concreto, mas durante esse período numerosas operações são realizadas, tais como mistura, transporte até o local de aplicação, lançamento nas fôrmas, adensamento, acabamento, cura e desmoldagem. Estas operações são influenciadas pelas características do concreto fresco, por exemplo: trabalhabilidade, tempo de pega e maturidade ou taxa de crescimento da resistência. Evidentemente, o controle simultâneo das operações nas primeiras idades e das propriedades do concreto fresco é essencial para assegurar que o elemento de concreto acabado seja estruturalmente adequado para a finalidade para a qual foi projetado [10]. O período da primeira idade na vida do concreto é insignificantemente pequeno se comparado ao total de sua expectativa de vida, mas durante esse período ele está sujeito a muitas operações que não somente são afetadas pelas propriedades do material, mas também as influenciam. Por exemplo, um concreto com pouca trabalhabilidade pode ser difícil de misturar; por outro lado, um tempo de mistura excessivo pode reduzir a trabalhabilidade.

Para uma relação a/c constante, um aumento na relação agregado/cimento irá reduzir a trabalhabilidade e, consequentemente, mais cimento será necessário. A deficiência de agregado miúdo resulta em uma mistura mais áspera, propícia à segregação e difícil acabamento, por outro lado, o excesso de agregado miúdo resulta em uma mistura mais permeável e menos econômica e durável, porém mais facilmente trabalhável [11]. Partículas mais finas requerem mais água para molhagem de sua grande superfície específica, enquanto a forma irregular e textura rugosa de um agregado anguloso demandam mais água que um agregado arredondado. As adições minerais inseridas com o objetivo de substituir parte do cimento têm pequeno impacto na trabalhabilidade, aumentando a coesão da mistura.

O tempo e a velocidade de mistura podem prejudicar a trabalhabilidade de qualquer concreto. A Designação C 94 [12] afirma que misturar em velocidades elevadas e por longos períodos, aproximadamente uma hora ou mais, pode resultar em perdas de resistência mecânica, aumento de temperatura da mistura, perda excessiva do ar incorporado e perda acelerada de abatimento.

Os aditivos superplastificantes, um dos mais utilizados pela indústria do concreto, são responsáveis por garantir alta fluidez às misturas, no entanto Tutikian e Dal Molin [13] afirmam que a maior dificuldade de uso desses aditivos é a taxa relativamente alta de perda de consistência com o tempo em comparação aos concretos convencionais, dificultando sua utilização em obras. Porém, nos casos em que um maior tempo de transporte e lançamento faz-se necessário, é indicada a especificação de abatimentos iniciais mais altos, que podem ser obtidos com o uso de aditivos plastificantes.

# 3. Materiais e programa experimental

#### 3.1 Materiais

Para realização do procedimento experimental foram utilizados: cimento Portland CP II-F-40 com superfície específica de 422,31 m²/kg; sílica ativa; agregados miúdos com diâmetros máximos característicos (DMC) de 0,60 e 4,75 mm, em zonas utilizáveis inferior e superior, respectivamente; agregados graúdos com DMC de 12,5 e 25,0 mm; aditivo multifuncional (Tec-Mult 829) e aditivos superplastificantes à base de policarboxilatos, sendo um deles industrialmente incorporado com nanosílica em suspensão coloidal (Silicon NS AD 400) e o outro sem nS (Tec-Flow 50N). Os dados obtidos no processo de caracterização dos agregados e as espe-

#### Tabela 2

Caracterização dos agregados e especificações dos aditivos

	Agregados			
Característica	Areia fina	Areia grossa	Brita 12,5 mm	Brita 25,0 mm
Massa unitária (kg/dm³)	1,366	1,537	1,620	1,671
Massa específica (kg/dm³)	2,653	2,598	2,873	2,890
Diâmetro máximo característico (mm)	0,60	4,75	12,50	25,00
Módulo de finura	1,766	3,079	1,943	3,114

Caractorística	Aditivos			
Calaciensiica	Tec-Mult 829	Tec-Flow 50N	Silicon NS AD 400	
Fabricante	RheoSet	RheoSet	Silicon	
Aspecto / cor	Líquido castanho escuro	Líquido castanho claro	Líquido mel escuro	
рН	7,5 ± 1,0	6,0 ± 1,0	5,6 ± 1,0	
Massa específica (g/cm³)	1,175 ± 0,02	1,110 ± 0,02	$1,080 \pm 0,02$	

Fonte: Próprio autor

cificações dos aditivos fornecidas pelos fabricantes estão apresentados na Tabela 2.

O traço utilizado na dosagem dos concretos foi fornecido por uma das maiores centrais de dosagem do Estado de Goiás, sendo o mais comercializado pela empresa e mantido fixo em todas as misturas desta pesquisa. A ideia de se utilizar o traço mais vendido parte do princípio de se trabalhar com misturas de composição próxima à de mercado, tornando a pesquisa mais aplicável às práticas das centrais de dosagem. Os consumos dos materiais utilizados na produção dos concretos estudados (CC e CnS) estão apresentados na Tabela 3. Esse traço é específico para a obtenção de resistência característica à compressão de 50,0 MPa e abatimento inicial de 200 ± 30 mm, conforme dados fornecidos pela central de dosagem.

#### 3.2 Programa experimental

Foram dosadas duas misturas com mesmos materiais e traços

idênticos, no entanto com aditivos superplastificantes diferentes. A mistura sem nS (CC) foi utilizada como referência de estudo para observação dos efeitos da presença da adição mineral na evolução da consistência e resistência mecânica dos concretos; enquanto a outra mistura (CnS) foi dosada com nanosílica em suspensão coloidal incorporada industrialmente ao aditivo. Para avaliação dessas propriedades foram realizados ensaios de perda de abatimento em função do tempo e resistência à compressão aos 28 dias.

Foram produzidas nove misturas para cada traço de forma a obter precisão nos resultados que, a título de comparação, foram realizadas no mesmo horário, entre às 12:00 e 17:00 horas, em dias diferentes. A temperatura ambiente respeitou o período de  $31 \pm 2^{\circ}$ C e a umidade relativa do ar  $39 \pm 4\%$  durante todo o processo de determinação dos abatimentos, atendendo à solicitação da ABNT NBR 10342:2012 que delimita variações de 2°C e 5%, respectivamente. Os ensaios de avaliação de perda de abatimento dos concretos foram realizados conforme regulamentação da ABNT NBR 10342:2012,

#### Tabela 3

Consumos dos materiais em kg por m<sup>3</sup> de concreto

Matorial	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )		
Malena	Concreto sem nS (CC)	Concreto com nS (CnS)	
Cimento	390,0	390,0	
Sílica ativa	30,0	30,0	
Areia fina	220,0	220,0	
Areia grossa	505,0	505,0	
Brita 12,5 mm	260,0	260,0	
Brita 25,0 mm	750,0	750,0	
Água	176,0	176,0	
Aditivo Tec-Mult 829	2,83	2,83	
Aditivo Tec-Flow 50N	1,10	-	
Aditivo Silicon NS AD 400	-	1,10	

Fonte: Próprio autor



#### Figura 3

Tempo de trabalhabilidade das misturas Fonte: Próprio autor

que além dos limites de temperatura ambiente e umidade relativa do ar, apresenta a aparelhagem necessária e os requisitos do procedimento de execução do ensaio. Essa mesma norma explicita que o ensaio de abatimento pode ser encerrado quando o concreto atingir abatimento de 20 ± 10 mm ou à critério da obra. Nesta pesquisa, o ensaio foi encerrado quando as misturas atingiram a classe de consistência S10 (abatimento menor que 50 mm) – de acordo com a NBR 7212 [14] – de modo a evitar problemas na moldagem dos corpos-de-prova.

A ABNT NBR NM 67:1998 foi utilizada como base para a determinação da consistência pelo abatimento do tronco com períodos espaçados de quinze minutos. Os corpos-de-prova foram moldados e curados de acordo com a ABNT NBR 5738:2015 e submetidos a ensaios de resistência à compressão aos 28 dias conforme procedimento da ABNT NBR 5739:2007.

# 4. Resultados e discussões

Nesta pesquisa, o termo "tempo de trabalhabilidade" refere-se ao período contado a partir da primeira determinação do abatimento até o seu encerramento (50 ± 10 mm). A Figura 3 apresenta os tempos médios de trabalhabilidade das misturas de concreto convencional (CC) e concreto com nanosílica (CnS). Nota-se que o concreto dosado com nanosílica em suspensão coloidal, industrialmente incorporada ao aditivo superplastificante, apresentou tempo de trabalhabilidade menor do que o concreto sem a adição mineral. A redução no tempo disponível para manusear o concreto foi de quinze minutos e, essa diferença pode ser reflexo dos abatimentos iniciais atingidos pelos concretos, isto é, quinze minutos após a mistura dos materiais. El-Baky, Yehia e Khalil [9] constataram que grande parte da água de amassamento é utilizada na ativação das partículas de nS devido à sua elevada superfície específica, reduzindo a fluidez inicial da mistura, conforme apresentado na Figura 4. O teor de nanosílica presente no aditivo superplastificante não foi informado pela empresa fabricante, entretanto, diante do resultado apresentado e fundamentando-se nas conclusões de El-Baky, Yehia e Khalil [9], observa-se que o teor de nS pode estar abaixo de 10%, colaborando com a redução da fluidez da mistura.

O tempo de trabalhabilidade pode inferir no prazo total disponível para as centrais de dosagem produzirem suas misturas, transportá-las e lança-las de forma adequada conforme solicitações do projeto estrutural sem a necessidade de se realizar alterações na relação água/cimento ou na extrapolar a dosagem de aditivos no momento do lançamento. A presença da nS em aditivos para concretos a serem transportados por longas distâncias pode não ser indicada, pois é capaz de reduzir sua trabalhabilidade exigindo ajustes que facilitem seu lançamento e que comprometam as propriedades da mistura no estado endurecido.

A Figura 4 ainda apresenta as linhas limitantes das classes de consistência dos concretos conforme NBR 7212 [14] e por apresentar menor abatimento inicial, 190 mm, o concreto CnS apresentou-se na classe S160, ao passo que o concreto CC, com abatimento inicial de 225 mm, enquadrou-se à S220. É possível observar que a diferença de classe persistiu até a última determinação de abatimento, onde o CnS apresentou-se na classe S10, enquanto o CC ainda se manteve dentro do limite mínimo da S50.

No que diz respeito à evolução da consistência, os concretos apresentaram comportamentos semelhantes, sendo que o CnS apresentou menores valores em todas as determinações, fato possivelmente explicado pela maior demanda de água resultante da presença da nanosílica. Nota-se que as misturas apresentaram comportamentos lineares e descendentes. O CnS comecou a perder consistência com mais rapidez após 60 minutos. enquanto que o CC começou após 75 minutos, ou seja, mais uma vez a diferença de quinze minutos se manteve padrão. Mesmo que a queda repentina de consistência tenha ocorrido em períodos diferentes, o comportamento das misturas antes e após esse momento é semelhante, retratando que a nanosílica influi apenas na consistência pela demanda de água exigida para sua ativação. Tal fator pode ser corrigido pela adição de água na mistura sem comprometer os limites estabelecidos em normas em função da classe de agressividade ambiental em



Figura 4

Evolução da consistência das misturas Fonte: Próprio autor


### Figura 5

Resistência à compressão aos 28 dias Fonte: Próprio autor

que será utilizado o concreto.

Para avaliação do desempenho mecânico das misturas no estado endurecido foram moldados quatro corpos-de-prova para cada concreto. Os resultados estão apresentados na Figura 5, onde é possível constatar que o concreto incorporado com aditivo com nanosílica alcançou maior valor de resistência à compressão aos 28 dias. Esse resultado pode ser atribuído ao efeito pozolânico da nanosílica estudado e apresentado por Said *et al.* [3] que, devido à sua elevada superfície específica, colabora com a formação de silicatos de cálcio hidratados por meio das reações pozolânicas entre a nS e produtos de hidratação do cimento, como por exemplo, o hidróxido de cálcio.

De acordo com os valores de resistência à compressão atingidos, as duas misturas são categorizadas como concretos de alta resistência, estando na classe de resistência do Grupo II da ABNT NBR 8953:2015. No entanto, a mistura CnS, que atingiu 70,92 MPa, pode ser classificada como classe C70; enquanto a mistura CC, que atingiu 65,57 MPa, se enquadrando à classe C60.

Em função da elevada superfície específica da nS, o valor da resistência mecânica do CnS poderia ter sido ainda maior, entretanto essa diferença se limitou a aproximadamente 5 MPa. Possivelmente, a falta de água de amassamento na mistura com nS pode ter colaborado com a não ativação das partículas de nS em suspensão coloidal, reduzindo o potencial pozolânico da adição mineral à quantidade de água disponível para as reações químicas. Futuramente, análises com modificações nas relações a/c podem ser feitas de forma a atestar a pozolanicidade do material e seu efeito no ganho de resistência mecânica e, em adição, análises de permeabilidade também podem ser realizadas de forma a contribuir para estudos de durabilidade dos concretos.

# 5. Conclusões

No processo de evolução da consistência, os concretos apresentaram comportamento semelhante, ou seja, a presença da nanosílica em suspensão coloidal não resultou em perdas excessivas de abatimento em função do tempo. No que diz respeito à resistência mecânica, a presença de nS no aditivo colaborou com o ganho de capacidade de carga do concreto, ampliando as possibilidades de aplicação da mistura.

Nas especificações do aditivo não é informado o teor de nanosílica presente em sua composição, no entanto ao comparar os resultados obtidos com pesquisas anteriores, acredita-se que esse teor esteja abaixo de 10%, pois a consistência da mistura foi prejudicada. Dessa forma, cabe aos fabricantes especificar o teor de nS presente na solução ou descrever criteriosamente os benefícios obtidos com o uso de determinado aditivo como ocorre com o produto utilizado nessa pesquisa.

Por fim, fundamentando-se nos resultados obtidos nesta pesquisa, é possível notar o efeito do aditivo superplastificantes com nanosílica em suspensão coloidal na consistência e resistência mecânica dos concretos. No estado fresco, os concretos incorporados com a adição mineral podem apresentar menores valores de abatimento se comparados aos concretos com aditivos sem nS. Esse fator pode reduzir os prazos de dosagem, transporte, lançamento e adensamento das misturas, sendo necessário avaliar a possibilidade de adequação da relação a/c ou uso de outro aditivo, como por exemplo, retardador de pega, no caso de concretagens com misturas dosadas em centrais.

# 6. Agradecimentos

À Coordernação de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro. Às empresas Realmix Concreto e Impercia – Impermeabilizantes e Especialidades Químicas para Construção pelo fornecimento de materiais. À Universidade Federal de Goiás e seus profissionais que incentivaram e tornaram possível a concretização deste trabalho.

# 7. Referências bibliográficas

- SOROKA, I.; RAVINA, D. Hot Weather Concreting with Admixtures. Cement and Concrete Composites, n. 20, p. 129-136, 1998.
- [2] KOSMATKA, S. H.; KERKHOFF, B.; PANARESE, W. C. Design and Control of Concrete Mixtures. 14. ed. Skokie: Portland Cement Association, 2003.
- [3] SAID, A. M.; ZEIDAN, M. S.; BASSUONI, M. T.; TIAN, Y. Properties of concrete incorporating nano-silica. Construction and Building Materials, n. 36, p. 838-844, 2012.
- [4] QUERCIA, G.; SPIESZ, P.; HÜSKEN, G.; BROUWERS, J. Effects of amorphous nano-silica additions on mechanical and durability performance of SCC mixtures. In: INTERNA-TIONAL CONGRESS ON DURABILITY OF CONCRETE, 2012, Norway. Anais... Norway: ICDC, 2012.
- [5] QUERCIA, G.; BROUWERS, H. J. H. Application of nano-silica (nS) in concrete mixtures. In: International PhD Symposium in Civil Engineering. 8., 2010, Kongens Lyngby. Anais eletrônicos... Kongens Lyngby: [s.n.]. 2010. Disponível em: <http://www.google.com.br/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&so urce=web&cd=1&ved=0CCIQFjAA&url=http%3A%2F%2F www.researchgate.net%2Fpublication%2F228442569\_Application\_of\_nano-silica\_%2528nS%2529\_in\_concrete\_mi xtures%2Flinks%2F0c96052430c5abf699000000&ei=nJuO

VOTTNI\_AgwTLkILAAQ&usg=AFQjCNGPrgaZMBEKIXeR u6pBjlMQcDUInA&bvm=bv.81828268,d.eXY>. Acesso em: 22 abr. 2016.

- [6] GLEIZE, P. J. P. Nanociência e Nanotecnologia dos Materiais Cimentícios. In: ISAIA, G. C. (Ed.) Concreto: Ciência e Tecnologia. 1. ed. São Paulo: IBRACON, n. 2, p. 1871-1884, 2011.
- [7] KIM, J. J.; RAHMAN, M. K.; AL-MAJED, A. A.; AL-ZAHRANI, M. M.; TAHA, M. M. R. Nanosilica effects on composition and silicate polymerization in hardened cement paste cured under high temperature and pressure. Cement and Concrete Research, n. 43, p. 78-85, 2013.
- [8] BASTAMI, M.; BAGHBADRANI, M.; ASLANI, F. Performance of nano-Silica modified high strenght concrete at elevated temperatures. Cement and Building Materials, n. 68, p. 402-408, 2014.
- [9] EL-KABY, S. ABD.; YEHIA, S.; KHALIL, I. S. Influence of nano-silica addition on properties of fresh and hardened cement mortar. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON NANO-MATERIALS – RESEARCH AND APPLICATION, 5., 2013, Brno. Anais eletrônicos... Brno: Tanger, 2013. Disponível em: <http://www.google.com.br/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&sour ce=web&cd=10&ved=0CGwQFjAJ&url=http%3A%2F%2Fw ww.researchgate.net%2Fpublictopics.PublicPostFileLoader. html%3Fid%3D52e3b135d4c1186f678b460e%26key%3D60 b7d52e3b135e9bb4&ei=SeEGVcesBsOXgwS5wYGgCA&us g=AFQjCNG7ixVID2NqQ3Yfu2FLoX9Sem\_sCg&sig2=4gAlu jZ0e4fBju1MpFHqwQ>. Acesso em: 16 abr. 2016.
- [10] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. 2. ed. São Paulo: Pini, 2014.
- [11] MINDESS, S.; YOUNG, J. F. Concrete. New Jersey: Prentice-Hall Inc., 1981.
- [12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Designation C 494: Standart Specification for Chemical Admixtures for Concrete. West Conshohocken, Pensilvânia, 2013.
- [13] TUTIKIAN, B. F.; DAL MOLIN, D. C. Concreto Auto-Adensável. São Paulo: Pini, 2008.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7212: Execução de concreto dosado em central. Rio de Janeiro, 2012.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# An efficient mechanical-probabilistic approach for the collapse modelling of RC structures

# Uma abordagem mecano-probabilística eficiente para a modelagem do colapso de estruturas em concreto armado



K. O. COELHO a karolinneoc@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-3088-9977

E. D. LEONEL <sup>a</sup> edleonel@sc.usp.br https://orcid.org/0000-0002-7842-0334

J. FLÓREZ-LÓPEZ <sup>b</sup> julio.lopez@unila.edu.br https://orcid.org/0000-0001-6882-4741

# Abstract

The reinforced concrete (RC) structures are widely utilized around the world. However, the modelling of its complex mechanical behaviour by efficient numerical approaches has been presented marginally in the literature. The efficient approaches enable the accurate and the realistic representation of the mechanical phenomena involved and are computationally efficient for analysing complex structures. In the present study, the improved version of the lumped damage model is coupled to the Monte Carlo simulation method to represent the mechanical-probabilistic behaviour of RC structures. In such model, the concrete cracking and reinforcements' yield are represented accurately. Moreover, this damage approach enables the accurate modelling of failure scenarios, which are based on the damage variable. Furthermore, this coupled model enables the determination of the collapse modelling accounting for uncertainties, which is the main contribution of the present study. One simple supported RC beam and one 2D RC frame are analysed in the probabilistic context. The accurate results are obtained for the probabilistic collapse path as well as its changes as a function of the loading conditions and material properties uncertainties.

Keywords: lumped damage model, probabilistic collapse modelling, safety assessment, hyperstatic structures.

# Resumo

As estruturas em concreto armado são largamente utilizadas ao redor do mundo. Entretanto, a modelagem de seu complexo comportamento mecânico por formulações numéricas eficientes tem sido marginalmente apresentada na literatura. As formulações eficientes possibilitam a precisa e realista representação dos fenômenos mecânicos envolvidos e são computacionalmente eficientes para a análise de estruturas complexas. Nesse estudo, uma versão aprimorada do modelo de dano concentrado é acoplada ao método de simulação de Monte Carlo para a representação do comportamento mecano-probabilístico de estruturas em concreto armado. Nesse modelo, a fissuração do concreto e o escoamento da armadura são representados com precisão. Além disso, essa formulação de dano possibilita a modelagem precisa de complexos cenários de falha, os quais são baseados na variável de dano. Não obstante, esse modelo acoplado possibilita a determinação da modelagem do colapso levando em consideração as incertezas, a qual é a principal contribuição desse estudo. Uma viga simplesmente apoiada e um pórtico bidimensional, ambos em concreto armado, são analisados no contexto probabilístico. Resultados realistas são obtidos para a determinação do caminho de falha mais provável, assim como para suas alterações em função das condições de carregamento e incertezas associadas às propriedades materiais.

Palavras-chave: modelo de dano concentrado, modelagem probabilística do colapso, avaliação da segurança, estruturas hiperestáticas.

University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Department of Structural Engineering, São Carlos, SP, Brazil;
 Latin-American Institute of Technology, Infrastructure and Territory, Federal University of Latin-American Integration, Foz do Iguaçu, PR, Brazil.

Received: 14 Mar 2017 • Accepted: 03 Jun 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

# 1. Introduction

The reinforced concrete (RC) is the most utilized structural system in the world. The coupling between steel and concrete enables the engineers to propose composite structures accounting for complex architectural geometries and fair costs. In the past decades, the RC design aimed at coupling the mechanical performance with the minimum material consuming. Recently, many efforts have been dedicated for incorporating properly the mechanical uncertainties and the failure consequences into the structural design, as observed into the Performance-Based Design, for instance. For the general case, accurate and realistic mechanical models are required. In addition, such models should present efficient performance to enable the reliable coupling with probabilistic approaches (Afroughsabet et al. [1]; Carpinteri [2]).

The scientific community has accumulated significant knowledge on the mechanical behaviour of RC structures, especially when mechanical degradation and collapse modelling are the focus (Oliveira and Leonel [3]; Desmorat et al. [4]; Matallah and La Borderie [5]). Within the framework of continuum damage mechanics, the damage approach developed by Mazars [6] is one of the most frequently utilized in the inelastic analyses of RC structures. Despite being a simplified approach, the mechanical modelling based on the Mazars damage provides accurate results, as described in the literature (Légeron et al. [7]; Junior and Venturini [8]). However, this damage model requires a very fine longitudinal discretization, and, additionally, the division of the cross-section into layers, where each one of them represents the mechanical behaviour either the steel or concrete, even for common RC elements.

To perform complex inelastic analyses in RC structures, simplified models are utilized as long as they do not lose the representativeness of the phenomena involved. In this context, the lumped damage model is an alternative approach to the classical continuum damage mechanics models. This approach consists on the coupling of the damage mechanics and the fracture mechanics concepts into the plastic hinge idea (Flórez-López et al. [9]). The damage is incorporated into the plastic hinges, which becomes general inelastic hinges. This model, although simpler, is efficient and provides results as accurate as those achieved by complex and refined constitutive approaches. In addition to its accuracy, the excellent computational efficiency of the lumped damage model enables its application into complex inelastic analyses, which involves hyperstatic structures, 3D frames, cyclic or impact loadings. Therefore, such characteristics make the lumped damage model suitable for the coupling with reliability methods, which requires several mechanical model runs to achieve the probability of failure. Several studies presented in the literature demonstrate the successfully application of the lumped damage mechanics in various types of structures (Cipollina et al. [10]; Flórez-López [11]; Rajasankar et al. [12]). In addition to them, it is worth citing the application of this approach in 2D frames, 3D frames and arches (Alva and El Debs [13]; Marante and Flórez-López [14]; Amorim et al. [15]). Similarly, this model enables accurate results for cyclic loadings, high cycle fatigue, impact loads or explosion (Febres et al. [16]).

In spite of these important advances, the above-mentioned developments accounted only for the deterministic aspects of the phenomena. However, the practical observations reveal that the structural dimensions, the material properties and loading values possess inherent uncertainties. Therefore, to describe realistically the phenomena involved the randomness must be accounted. The randomness is considered by describing the parameters formulation by individual statistical distributions. Because the parameters randomness are accounted, the mechanical response presents probabilistic characteristic (Nowak and Collins [17]). Therefore, such problem is only properly analysed in the context of reliability theory. In recent years, many efforts have been dedicated to the development of reliability methods and algorithms (Sankararaman [18]; Sun et al. [19]; Straub [20]). However, the coupling of these approaches to efficient and robust mechanical models are presented marginally in the literature (Liberati et al. [21]; Leonel et al. [22]), which justifies the development of the present study. In the literature, some probabilistic approaches have been proposed to handle the safety analysis of RC structures. Among them, it is worth citing Frangopol et al. [23], which analysed RC columns, and Neves et al. [24], where RC grids were modelled.

It is worth mentioning that the probability of structural failure is assessed with the failure scenarios identified by the mechanical models. Therefore, the accurate and the consistent probabilistic modelling is feasible as long as realistic and robust mechanical models are utilized. However, the modelling of the complex structural behaviour often need elaborate formulations and numerical models, which also requires large computational time consuming. Thus, such limitation may impedes general mechanical-probabilistic couplings. The robust coupled model must be capable to achieve the probability of failure and the variables sensitivity with reduced computational time consuming. When expensive mechanical models are utilized, alternative strategies, such as the metamodeling, may be applied for the proper computational cost.

In the present study, the coupled mechanical-probabilistic model is proposed for the inelastic analyses of RC structures accounting for uncertainties. The improved version of the lumped damage model was implemented into a finite element platform, which considers the 2D frame finite element. Initially, the numerical model was utilized in the simulation of one RC beam and one 2D RC frame, which were previously analysed numerically and experimentally in other researches available in the literature (Alvarez [25]; Nogueira et al. [26]; Vecchio and Collins [27]). Afterwards, these structures were analysed accounting for the randomness.

The coupling procedure between the efficient/robust mechanical model for inelastic analyses of RC structures and the reliability approach is one contribution of the present study. Because of the computational efficiency of the lumped damage model, such approach is coupled to the Monte Carlo simulation method without any metamodeling approach. Thus, this type of coupling leads to the accurate results because the mechanical responses required by the reliability method are obtained directly from the mechanical model. Moreover, the coupled model accounts accurately for the efforts redistribution during the material damage. Therefore, the proposed model represents accurately the probabilistic collapse because the limit states required by the probabilistic approach are accurately identified. Then, this coupled model enables the determination of the structural collapse configuration accounting for uncertainties, which is the major contribution of this study.

# 2. The improved lumped damage formulation

The inelastic formulation for the RC elements assumes the damage localized at the element ends. Thus, the concrete cracking and the reinforcements' yielding are assumed to occur at the element ends as illustrated in Fig. (1). The plasticity phenomenon associated to the steel rebar is represented through the formation of plastic hinges. As a result, the damage variables are added to the plastic hinges ( $d_{i}$ ,  $d_{j}$ ), which are generally named as inelastic hinges.

Firstly, the inelastic hinges accumulate the concrete degradation through the damage index. During the bending moment increase, the plastic moment is achieved and the rebar's yielding effects are added to the inelastic hinges. Thus, the inelastic hinges incorporate the two inelastic effects observed in RC structures: the damage propagation due to the concrete cracking and the plastic hinge formation due to the rebar yielding. Two evolution laws represent such mechanical effects: the damage law and the plastic deformation evolution law. The coupling of these two effects into the inelastic hinges leads to the accurate mechanical collapse modelling of RC structures.

The generalized strains in this structural element is represented by the matrix  $\Phi$  as follows:

$$\{\Phi\} = \left\{\phi_i \quad \phi_j \quad \delta\right\}^T \tag{1}$$

in which  $\phi_i e \phi_j$  represent the relative rotations and  $\delta$  is the elongation of the element, as illustrated in Fig. (2). In the finite element method (FEM) context, the nodal parameters introduced in Eq. (1) are interpolated by shape functions along the element length.

The matrix  $\Phi$  introduced in Eq. (1) is split into its elastic,  $\Phi_{_{e}}$ , plastic,  $\Phi_{_{p}}$ , and damage,  $\Phi_{_{d}}$ , parts. The strain equivalent hypothesis validates this operation. Therefore,  $\Phi$  is rewritten as follows:

$$\{\Phi\} = \{\Phi_e\} + \{\Phi_p\} + \{\Phi_d\}$$
(2)

The reinforcements' yielding and the concrete cracking generate relative displacements and rotations in the structure. Therefore, the mechanical damage evolution is assessed through the generalized stresses and strains, which are connected by kinematic relations, equilibrium relations and constitutive laws. The



#### Figure 1

Finite element of RC and the corresponding model of lumped damage



Figure 2

Generalized strains of the finite element

latter considers the evolution laws for damage and plasticity. The Fig. (3) presents a flowchart, which describes the required steps for the mechanical analysis based on the lumped damage model. The respective relationships are presented in the following.

In the FEM context, the lumped damage model is implemented considering the 2D frame structure. The element has six degrees of freedom, three for each at the two nodes of the element: horizontal displacement u, vertical w and rotation  $\theta$ . The generalized displacement matrix is proposed as follows:

$$\{U\} = \{u_i \quad w_i \quad \theta_i \quad u_f \quad w_f \quad \theta_f\}^T$$
(3)

in which *i* and *f* indicate the initial and final element nodes, respectively. The generalized displacements and strains are connected through the kinematic equations, which are obtained by geometrical considerations. For the 2D frame structure, these variables are connected as follows:

$$\{\Delta\Phi\} = [B_0]\{\Delta U\}\tag{4}$$

The matrix  $[B_0]$  indicates the kinematic transformation, which is the following Flórez-López et al. [9]:

$$[B_0] = \begin{bmatrix} \frac{\sin(\alpha)}{L} & -\frac{\cos(\alpha)}{L} & 1 - \frac{\sin(\alpha)}{L} & \frac{\cos(\alpha)}{L} & 0\\ \frac{\sin(\alpha)}{L} & -\frac{\cos(\alpha)}{L} & 0 - \frac{\sin(\alpha)}{L} & \frac{\cos(\alpha)}{L} & 1\\ -\cos(\alpha) & -\sin(\alpha) & 0\cos(\alpha) & \sin(\alpha) & 0 \end{bmatrix}$$
(5)

in which  $\boldsymbol{\alpha}$  is the angle between the horizontal direction and the element axis.

The equilibrium equation, neglecting the geometrical nonlinear and inertia effects, is written as follows:

$$[B_0]^T \{ M(t) \} = \{ P(t) \}$$
(6)



### Figure 3

Flowchart for the lumped damage analysis

where *P* represents the nodal force vector. The vector M(t) represents the generalized stress, which is conjugated with  $\Phi$ . The M(t) vector includes the bending moments at the element ends and the normal force. Thus, this vector is defined as follows:

$$\{M(t)\} = \{m_i(t) \ m_j(t) \ n(t)\}^T$$
(7)

The constitutive law relates generalized strains and stresses through the flexibility matrix (Flórez-López et al. [9]). Thus:

$$\{\Phi - \Phi_p\} = [F(D)]\{M\} + (\Phi_0)$$
(8)

where [F] is the flexibility matrix of the damaged element and  $\{\Phi_{_0}\}$  is the vector of initial strains.

The flexibility matrix of the damaged element is assessed by considering the strain equivalence hypothesis. Thus:

$$[F(D)] = [F_0] + [C(D)]$$
(9)

in which  $[F_0]$  is the flexibility matrix for the elastic element and [C(D)] represents the additional flexibility caused by the concrete cracking.

To account for the mechanical damage, the damage variables at the element ends,  $d_i$  and  $d_j$ , must be included. Thus, the introduction of the damage variables into the 2D frame flexibility matrix leads to the following:

$$[F(D)] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI(1-d_i)} & -\frac{L}{6EI} & 0\\ -\frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI(1-d_j)} & 0\\ 0 & 0 & \frac{L}{EA} \end{bmatrix}$$
(10)

The damage evolution law is based on the energy criterion formulated by Griffith. Such criterion introduces the energy release rate during the crack propagation as the derivative of the complementary energy with respect to the damage parameters. For the 2D frame element, the strain energy is defined as follows (Marante and Flórez-López [14]):

$$W_b = \frac{1}{2} \{M\}^T \{\Phi - \Phi_p\} = \frac{1}{2} \{M\}^T [F(D)] \{M\} + \frac{1}{2} \{M\}^T \{\Phi_0\}$$
(11)

Therefore, the energy release rates for the hinges i and j are defined as follows:

$$G_i = \frac{\partial W_b}{\partial d_i} = \frac{Lm_i^2}{6EI(1-d_i)} \qquad G_j = \frac{\partial W_b}{\partial d_j} = \frac{Lm_j^2}{6EI(1-d_j)}$$
(12)

The damage evolution law is obtained by balancing the energy release rate with the crack resistance at the inelastic hinge. Such comparison establish nil damage variation if the energy release rate is smaller than the crack resistance. For positive damage increments, the energy release rate and the crack resistance have correspondent values. Thus, the damage evolution is defined as follows:

$$\begin{cases} \Delta d_i = 0, & \text{if } G_i < R_i \\ G_i = R_i, & \text{if } \Delta d_i > 0 \end{cases} \begin{cases} \Delta d_j = 0, & \text{if } G_j < R_j \\ G_j = R_j, & \text{if } \Delta d_j > 0 \end{cases}$$
(13)

The resistance against the crack propagation is represented by a resistance criterion. Such criterion is defined according to experimental analyses, which relate this parameter to the damage variable. For the general case, such criterion is expressed as following (Flórez-López et al. [9])]:

$$R(d) = R_0 + q \frac{\ln(1-d)}{1-d}$$
(14)

where  $R_0$  represents the initial mechanical resistance. The second term of the previous equation describes the gain into the mechanical resistance due to the presence of the reinforcements, which hinders the crack propagation.

The parameters  $R_0$  and q depend on the geometrical and mechanical characteristics of the structural element. These parameters are evaluated from the first cracking bending moment ( $M_{\rm cr}$ ) and the ultimate bending moment ( $M_{\rm u}$ ) for the desired cross-section. The connection between the damage variable and the bending moment is performed by equalling the *G* to *R*. Such operation leads to the following expression:

$$m^{2} = \frac{6EI(1-d)^{2}}{L}R_{0} + \frac{6qEI}{L}(1-d)ln(1-d)$$
(15)

The dependence between the damage variable and the bending moment introduced in Eq.(15) is illustrated in Fig (4).

When the applied bending moment reaches the ultimate bending moment, nil damage increment value at the hinge is assumed. Therefore, the  $R_o$  value is as follows:

$$R_0 = \frac{M_{cr}^2}{6EI}L\tag{16}$$

The q is expressed as a function of the ultimate bending moment and its respective damage value. The inflexion point at the curve illustrated in Fig. (4) determines the ultimate damage value. Thus, such point is determined by deriving the function introduced in Eq. (15) with respect to the damage variable and equalling it to zero.

The plastic strain evolution laws according to Flórez-López et al. [9] is defined as follows:

$$\begin{cases} d\phi_{pi} = 0, & \text{if } f_i < 0 \\ f_i = 0, & \text{if } d\phi_{pi} \neq 0 \end{cases} \begin{cases} d\phi_{pj} = 0, & \text{if } f_j < 0 \\ f_j = 0, & \text{if } d\phi_{pj} \neq 0 \end{cases}$$
(17)

The yield function, f, accounts for the damage and the kinematic hardening. The equivalent bending moment and the hypothesis of equivalence of strains enables writing the yield function as follows (Flórez-López et al. [9]):

$$f = \left|\frac{m}{1-d} - c\phi_p\right| - k_0 \tag{18}$$

where *c* and  $k_o$  are element-dependent constants.



Figure 4 Bending moment as a function of damage

In RC structures, the cracking bending moment is smaller than the yield bending moment. Thus, the values of *c* and  $k_o$  are assessed as a function of the yield damage  $d_p$  through the aforementioned Eq. (15). When the yield damage value is reached, the plastic rotation is assumed as nil as well as its increment value into the yield function. Therefore,  $k_o$  become the effective yield moment. Thus:

$$k_0 = \frac{M_p}{1 - d_p} \tag{19}$$

The yield function is also equal to zero when the ultimate bending moment is reached. Therefore, the assessment of the coefficient *c* as a function of the ultimate plastic rotation leads to the following:

$$c = \frac{1}{\phi_{pu}} \left( \frac{M_u}{1 - d_u} - \frac{M_p}{1 - d_p} \right)$$
(20)

The lumped damage model, as presented above, assumes that damage and plasticity effects occur only at the element ends, i.e., at the inelastic hinges. However, in many structural systems and loading conditions, the mechanical damage observed cannot be accurately represented by such hypotheses. For instance, frame elements subjected to constant bending moments, as observed in the four point bending test, observes the distributed damage condition. Therefore, this situation is not accomplishable through the original formulation of the lumped damage model. To overcome such limitation, this study proposes an improvement over the classical lumped damage model. To account for distributed damage cases, the element stiffness required by the damage model has to be penalized through the crosssectional inertia. Thus, in this case, the cross-sectional inertia has to be smaller than the utilized by the damage formulation. This study proposes that such penalization follows the ACI 318-08 [28] recommendations, in which the effective cross-sectional inertia of a cracked cross-section  $(I_{af})$  be a function of the bending moment (m) and the cracking bending moment  $(M_{2})$ . Thus, following [28] one has:

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{m}\right)I_{eq} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{m}\right)^3\right]I_{ult}$$
<sup>(21)</sup>

where  $I_{eq}$  is the cross-section inertia assuming the complete crosssection dimensions and  $I_{ut}$  is the cross-sectional inertia relative to the ultimate moment, which is given by Eq. (22).

$$I_{ult} = bd_k^3 \left[ \frac{1}{2} k^2 \left( 1 - \frac{k}{3} \right) + \eta \rho \beta_c \left( k - \frac{d_k'}{d_k} \right) \left( 1 - \frac{d_k'}{d_k} \right) \right]$$
(22)

where *b* is the cross-section width, *n* is the ratio of Young modulus from concrete and steel,  $d_k$  and  $d_k$  represent the distance of the tension ( $A_s$ ) and compression rebar area ( $A_s$ ) to the top surface, respectively. The neutral axis location, (*k*), is given by Eq. (23) and  $\beta_c$  is the coefficient related to the steel rate obtained by the Eq. (24).

$$k = \sqrt{(\eta\rho)^2 (1+\beta_c)^2 + 2\eta\rho \left(1+\beta_c \frac{d'_k}{d_k}\right)} - \eta\rho (1+\beta_c)$$
<sup>(23)</sup>

$$\beta_c = \frac{(1-\eta)\rho'}{\eta\rho}$$
(24)

 $\rho$  and  $\rho'$  indicate the rate of tension and compression rebar, calculated as follows:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rho' = \frac{A_s'}{bd} \tag{25}$$

Because the cross-sectional inertia is penalized, the structural element stiffness is also penalized. In spite of being a simpler proposition, this penalization over the cross-sectional inertia represents a contribution, even that by a slight amount, for the lumped damage models, which can now account consistently for distributed damage cases. The results presented in this study illustrate the efficiency of the proposed improvement.

# 3. Reliability approach

#### 3.1 The probabilistic problem

The reliability methods enable the assessment of the probability of failure, P, considering specific failure scenarios, which are named as the limit states. In this type of analysis, the set of random variables  $X = [x_1, x_2, ..., x_n]$ <sup>T</sup> has to be initially identified. Then, individual probability distributions are attributed to such variables for modelling its randomness. Afterwards, the failure modes must be defined. Thus, a limit state function, G(X), for each failure mode is defined in order to separate the random space into two domains: the safe domain, with G(X) > 0, and the failure domain, where G(X) < 0. The interface between the safe and the failure domains, G(X)= 0, is named as the limit state itself. Therefore, the probability of failure in the structural context can be defined as the probability of the structural system do not accomplish one or more than one design requirements. It is worth mentioning that explicit forms for the limit state functions are not usually available in complex structural problems. When numerical models represent the mechanical behaviour, solely the limit state function values are known at an informed amount of points.

The probability of failure is assessed by the integration of the joint density function along the failure domain (Cristensen and Baker [29]). Therefore, the probability of failure is evaluated as follows:

$$P_f = \int_{G \le 0} f_x(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2, \dots, dx_n$$
(26)

in which:  $f_x(X)$  is the joint density function of the random variables *X*. The explicit assessment of Eq. (26) for complex engineering problems is impossible because the limit state function and consequently the failure and safe domains descriptions are implicit. Therefore, for such cases, this integral is evaluated by simulation techniques. The most important simulation technique is the Monte Carlo simulation method. This simulation technique requires wide range of sampling for achieving the accurate results. Consequently, non-efficient numerical mechanical models lead to the unreliable coupling approaches. Nevertheless, this study proposes the coupling between the lumped damage model and the Monte Carlo simulation method. This coupled model is accomplishable due to the excellent computational efficiency of the lumped damage approach, even in complex structural systems.

In the present study, the limit state functions are defined as damage functions. Then:

$$G(X) = R(X,d) - S(X,d)$$
 (27)

in which R indicates the structural resistance and S the external action. Both the parameters depend on the damage variable. Therefore, R is the critical damage value, or threshold damage value, provided by the analyst. S is the damage value that is a function of the material properties, structural geometry and loading conditions, which reveal the mechanical structural damage.

In the present study, the improved lumped damage model determines the damage value as a function of the material properties, structural geometry and loading intensity. Thus, concrete cracking and reinforcements' yielding are accounted. In addition, the extreme value process represents the external loading. Therefore, this approach enables the realistic representation of loading as demonstrated in the next section. When more than one failure mode exist in a structural system, such as observed into hyperstatic structural systems, for instance, the reliability analysis may be performed through the system reliability concept. This approach is not explored in the present study. Nevertheless, the improved lumped damage model may be applied in coupling with the system reliability. In such case, the mechanical model identifies the different collapse paths, which will enables the probability of failure assessment.

### 3.2 The loading modelling. The extreme value process

The service life prescribed by the design codes for usual RC structures is 50 years. Therefore, during a reliability analysis, the assumption of time-constant load on its maximum value over the entire structural service life is unfair. Thus, to represent the loading process in a real form the extreme value process is utilized. To introduce this load-modelling scheme, the cumulative maximum distribution function must be defined. This function for a sampling of *n* random variables is defined as follows (Cristensen and Baker [29]):

$$F_{Y_n}(y) = [F_x(y)]^n$$
(28)

in which  $F_{\chi}(y)$  indicates the function of cumulative distribution. The extreme distribution presented above tends to limiting forms as *n* becomes higher. These forms are named as asymptotic extreme distribution, which may be classified as: Gumbel, Frechet and Weibull (types I, II e III, respectively), according to the type of

the original distribution assumed  $F_{\chi}(y)$  (Beirlant et al. [30]). In the present study, the accidental loading is represented by the Gumbel distribution for maximum, which cumulative probability function is defined as follows (Cristensen and Baker [29]):

$$F_x(x) = \exp\left[-\exp\left[-\varpi(x-u_n)\right]\right]$$
<sup>(29)</sup>

in which  $\omega$  represents the form parameter and  $u_n$  the maximum characteristic value given by Eq. (30).  $\mu$  and  $\sigma$  indicate the mean and standard deviation, respectively.

$$\varpi = \frac{\pi}{\sqrt{6}\sigma} \qquad u_n = \mu - \frac{0.577216}{\varpi} \tag{30}$$

The maximum characteristic of a given extreme distribution is defined as follows:

$$F_x(u_n) = P[\{X \le u_n\}] = 1 - \frac{1}{n}$$
(31)

Consequently, the maximum characteristic value for 50 years is known, i.e., such value for the structural service life is defined. Then, the characteristic values for any other time n is achieved by utilizing the Eq. (30) and Eq. (29). Thus, the loading value for a given time step is obtained as follows:

$$u_n = u_{50} + ln \left( -ln \left( \frac{50 - n}{50} \right) \right)^{\frac{1}{co}}$$
 (32)

### 4. Applications

The proposed coupled approach was applied into the mechanicalprobabilistic analyses of two RC structures: one simple supported beam and one hyperstatic 2D frame. The limit state function for the reliability problem accounts for the damage values at each inelastic hinge caused by the loading process, solicitation, and the threshold damage value, resistance, as informed in Eq. (33). The threshold damage value adopted in this study is 0.5, which corresponds to the maximum reparable damage of structures (Flórez-López et al. [9]).

$$G(X) = d_{ref} - d(X) \tag{33}$$

The reliability analyses were performed with mean load increments. Then, the extreme value process determines the loading values at each time step. Therefore, the probability of failure is assessed at each time step accounting for the accumulated damage and the loading history. In addition, the failure scenarios are assessed for each inelastic hinge and the global collapse is determined by the loss of stability, which is also achieved through the improved lumped damage approach. Thus, the mechanical collapse is observed when the equilibrium conditions are no longer observed. i.e. when the efforts distribution leads to the nonequilibrated condition.

Therefore, the system reliability approach was not fully applied in this study. The inelastic hinges are fully dependent. The improved lumped damage model enables the effort distribution during the mechanical-material degradation. Thus, in hyperstatic structures, the failure is observed when the amount of local failures generates a kinematic chain, i.e., a non-equilibrated condition is observed. For all simulations presented in this study, the time for global failure and for the individual failures per hinge is determined.

The strength point of the proposed probabilistic approach is the computational efficiency, in addition to the accuracy. The second application considered in this study, which is a complex mechanical problem, required  $1 \times 10^6$  simulations. Such analysis spent only 25 hours in a conventional desktop. This performance could be improved by applying high-performance computing techniques, such as OpenMP directives, for instance. This technique could lead the analysis in less than one hour.

### 4.1 The simple supported RC beam

The first application of this study concerns a simple supported RC beam subjected to two concentrated loads, as illustrated in Fig. (5).



Figure 5

Simple supported RC beam. Dimensions in metre. Reinforcements scheme

Table 1Random variables for simple supported RC beam

Random variable	Mean	COV	PDF
Concrete cover (cm)	1.5	0.15	Normal
f <sub>c</sub> (MPa)	38	0.10	Normal
f <sub>v</sub> (MPa)	500	0.10	Lognormal
f <sub>su</sub> (MPa)	550	0.10	Lognormal
Load (kN)	50	0.10	Gumbel-max

This beam was experimentally (Alvares [25]) and numerically (Nogueira et al. [26]) analysed in previous researches in the literature. Particularly, Nogueira et al. [26] analysed this beam by the Mazars damage model. The experimental study of Alvares [25] provides the material parameters values, which were considered as the mean value for the random variables during the probabilistic modelling. The coefficient of variation (COV) and the probability density function for such random variables are suggested by Pellizzer et al. [31] and presented in Table (1).

The reinforcements' steel is composed of CA-50 steel with yielding stress,  $\textit{f}_{\rm v}$  of 500 MPa. The ultimate steel stress,  $\textit{f}_{\rm su}$  is 550 MPa, which corresponded to the 0.8% strain. The stirrups are 5 mm diameter, which are separated of 12 cm. The longitudinal reinforcements' bars are 5 mm and 10 mm diameter, with concrete cover of 1.5 cm. The incremental-iterative model utilizes 2.0 kN stepsloading at each time step. The Young's modulus and compressive strength for concrete, f, are 29,200 MPa and 38 MPa, respectively. The deterministic analysis involving the mechanical behaviour of the beam illustrated in Fig. (5) was carried out before performing the probabilistic modelling. Such procedure aims to illustrate the accuracy and robustness of the improved lumped damage model in representing the mechanical behaviour of RC structures. For this modelling, the finite element mesh illustrated in Fig. (6) was utilized, which is composed of four finite elements. Such analysis spent only 0.140 seconds in a conventional desktop, with RAM memory of 16 GB and Intel processor i7-2700K, which has processing speed of 3.50GHz. The classical lumped damage formulation was utilized as well as the improved formulation proposed in this study. The numerical results of Nogueira et al. [26] were obtained with the Mazars damage model utilizing six finite elements, twenty integration points along the element length and seven integration points along the beam height.

The load-displacement curves for the deterministic analyses are illustrated in Fig. (7).

The Fig. (7) illustrates that both damage approaches, i.e. Lumped and Mazars damage models, were capable for obtaining the mo-



Figure 6

Finite element mesh simple supported RC beam. Dimensions in metre





ments for concrete cracking and reinforcements yielding with adequate accuracy. However, the both damage approaches diverge from the experimental response during the concrete crushing. Such behaviour is expected because the near-collapse conditions is observed in this phase, in which efforts redistribution are limited. It is worth mentioning that the classical lumped damage formulation was not capable for describing accurately the global mechanical behaviour for this beam. This result illustrates the importance of the improvement proposed in this study, which enables the lumped damage approach for representing accurately the distributed mechanical damage cases. In spite of its simplifications, the improved lumped damage formulation demonstrates excellent accuracy, even better than the Mazars model, in representing the global mechanical behaviour.



Figure 8 Probability of failure curve for simple supported RC beam



### Figure 9

2D RC frame. Reinforcements' scheme. Vecchio and Collins [27]. Dimensions in metre

The RC beam presented in Fig. (5) was also analysed in the probabilistic context. The random data considered is presented in Table 1. Because this beam is isostatic, only one local failure leads to the mechanical collapse. Moreover, because the middle span region presents the higher strains values, it is expected that the node 3 concentrates the higher values for the probability of failure. The probabilistic analysis consists of imposing loading increments along time. Thus, based on the Monte Carlo simulations, the curve of probability of failure x the mean loading values was obtained, as showed in Fig (8).

The probability of failure reaches high values for loading intensities higher than 32.5 kN, as illustrated in Fig. (8). By comparing the results illustrated in Fig (8) with the deterministic analysis shown in Fig (7), one observes that the probability of failure has significantly growth after the bending moment exceeds the plastic moment.

The probability of failure achieved for the simple supported RC beam can be compared with reference values. In this study, the reference values are provided by the JCSS [32], which values are described in Table (2). The maximum admissible loading (mean value considering the COV in the Table (1)) is 32 kN for large cost of safety measure and minor consequences of failure. On the

### Table 3

Random variables for 2D RC frame

Variable	Mean	COV	PDF
f <sub>c</sub> (MPa)	30	0.10	Normal
f <sub>v</sub> (MPa)	418	0.10	Lognormal
f <sub>su</sub> (MPa)	598	0.10	Lognormal
Loading (kN)	315	0.10	Gumbel-max

other hand, for the cost of safety measures and large consequences of failure, the acceptable mean value is 27.2 kN. The maximum admissible mean loading, 32 kN, is closer to the strain-hardening structural behaviour. Thus, for the isostatic structure, it is advisable adopting moderate or large consequences of failure with the hypothesis of normal or small relative cost of safety measure.

Table 2. Maximum mean loading (in kN) based on JCSS [32]. Simple supported RC beam.

### 4.2 The 2D RC frame

The second application of this study concerns a plane RC frame, which is illustrated in Fig. (9). This structure was experimentally analysed by Vecchio and Collins [27]. The experimental parameters are described in Table (3), which were utilized as the mean values during the probabilistic modelling. The COV was assumed as 0.10 for all the random variables.

The FEM analysis utilizing the improved lumped damage model required only six finite elements for obtaining the accurate results, as shown in Fig. (10). This simpler mesh illustrates the robustness of the lumped damage approach.

The RC frame illustrated in Fig. (9) was initially analysed accounting for the deterministic behaviour. Following the experimental procedures, which were described in Vecchio and Collins [27], the vertical loads of 700 kN were initially applied at the top of the columns' frame. Afterwards, the horizontal load intensity, *u*, was progressively augmented until the mechanical collapse. The equilibrium trajectories for nodes 2 and 3 present good agreement with the experimental response, as illustrated in Fig. (11). The deterministic result illustrates the accuracy of the improved lumped damage model in representing the mechanical collapse of complex RC structures.

It is worth mentioning that the proposed mechanical model redistributes automatically the mechanical efforts caused by the



Figure 10 Finite element mesh 2D RC frame. Dimensions in metre



# Figure 11 Equilibrium trajectory (a) node 3; (b) node 2.2D RC frame

concrete cracking and the reinforcements' yielding. Thus, this model enables the determination of complex failure scenarios accurately, even in hyperstatic structural systems, which requires the accurate assessment of the mechanical-material collapse path. The damage map is presented in the Fig. (12), which illustrates the damage value for each hinge when the horizontal load is equal to 315 kN. According to the Fig. (12), the clamped supports have the higher damage values, followed by the extremities of the two beams.

In the probabilistic modelling, only the horizontal loading was assumed as random, in addition to the material properties. Therefore,



Damage map 2D RC frame

the two vertical loads of 700 kN have been applied at the top of the two columns' frame in the deterministic form. Then, the horizontal loading has been applied at the superior end of the first column, until the structure failure. The probabilistic analysis assumed the horizontal load growing from 0 to 350 kN. Firstly, the probability of global failure was analysed. The dependence of the probability of failure and the horizontal load value is illustrated in Fig. (13). The values obtained were smaller than the observed in the previous application, because the hyperstatic structures possess structural system redundancy. The maximum probability of failure, 0.497, occurs for the lateral load of 350 kN, as expected.

The critical structural components has major importance during the failure analysis of hyperstatic structural systems. Such information enables the designers and maintenance team to monitoring the structural health. In addition, this information enables the determi-



Figure 13 Probability of failure curve for 2D RC frame





Probability of failure map for 2D RC frame



Figure 15

Individuals probability of failure (a) hinge 1, (b) hinge 4 and (c) hinge 11; 2D RC frame

nation of the most probable collapse path. Therefore, the consequences of failure can be predicted, in order to be mitigated. For this reason, the individual probabilities of failure per hinge were analysed. Such result is presented into the failure map, which is illustrated in Fig. (14).

When the horizontal load mean value is 250 kN, the individual probabilities of failure are closer to  $10^{-4}$ . In such scenario, the sequence of failure starts at hinges 10 and 1, followed by hinges 11, 12, 7 and 4. On the other hand, for horizontal load mean value of 350 kN, the probabilities of failure are higher for all hinges. For this scenario, the collapse is expected to occur in the following sequence of hinges: 1, 10, 11, 12, 4 and 7. The Fig. (15) presents the

evolution of the individual probability of failure for hinges 1, 4 and 11, with the increment of the horizontal load mean value.

Analogously to the previous application, the global probability of failure was compared to the JCSS [32] reference values. The Table (4) shows that the maximum acceptable loading (mean value, considering the COV in the Table (3)) is 259 kN. In addition, for cost of safety measures and large consequences of failure, the horizontal loading is 217 kN. Thus, for the statistical data provided, the individual probability of failure reaches the maximum value of order.

The lower load mean value provided by the JCSS [32] causes the damage value of 0.30 into the inelastic hinges at the fixed supports. For this condition, concrete cracking and reinforcements

### Table 4

Maximum mean loading (in kN) based on JCSS [32]. 2D RC frame

Relative cost of safety measure	Minor consequences of failure	Moderate consequences of failure	Large consequences of failure
Large	259	252	245
Normal	245	231	224
Small	231	224	217

yielding are expected to occur at those positions. However, because the structure is hyperstatic, the global probability of failure is significantly smaller due to the effort redistribution phenomenon. In addition, this damage intensity enables structural repair as described in Flórez-López et al. [9].

# 5. Conclusions

In this study, the improved version of the lumped damage approach was coupled to the Monte Carlo simulation method for enabling the mechanical-probabilistic modelling of RC structures. The lumped damage model, which considers the damage at the element ends, was improved by the penalization of the cross-sectional inertia in material portions subjected to constant bending moment. This simple assumption improved the mechanical model, which demonstrates to achieve accurate results when compared to experimental and numerical responses available in the literature. In addition, the mechanical modelling enables the determination of damage maps, which are very useful in structural health monitoring.

Because of its computational efficiency, the improved lumped damage model was coupled to the reliability approach without any metamodeling scheme. In spite of the large amount of mechanical model runs required by the Monte Carlo simulation method, the coupled model is reliable. This study suggested a robust algorithm, including stochastic modelling for loading, which join the two methods to provide accurate results in the context of probabilistic analysis. The probabilistic damage map is obtained, which shows the probabilistic damage value at each inelastic hinge.

The probabilistic analysis provides major information of the structural integrity. The global probability of failure has been obtained for each application, as well as the individual probabilities of failure per hinge. Therefore, the algorithm enables the identification of the critical structural components, which is very useful in safety assessment analysis, especially when collapse modelling is accounted.

# 6. Acknowledgements

Sponsorship of this research project by the São Paulo Research Foundation (FAPESP), grant number 2014/18928-2 is greatly appreciated.

# 7. References

- Afroughsabet, V.; Biolzi, L.; Ozbakkaloglu, T. High-performance fiber-reinforced concrete: a review. Journal of Materials Science, v. 51, 2016; p.6517-6551.
- [2] Carpinteri, A. Post-peak and post-bifurcation analysis of cohesive crack propagation. Engineering Fracture Mechanics, v. 32, 1998; p.265-278.
- [3] Oliveira, H.L.; Leonel, E.D. Cohesive crack growth modelling based on an alternative nonlinear BEM formulation. Engineering Fracture Mechanics, v. 111, 2013; p.86-97.
- [4] Desmorat, R.; Gatuingt, F.; Ragueneau, F. Local and nonlocal anisotropic damage model for quasi-brittle materials. Engineering Fracture Mechanics, v.74, 2007; p.1539-1560.
- [5] Matallah, M.; La Borderie, C. Inelasticity-damage-based model for numerical modelling of concrete cracking. Engineering Fracture Mechanics, 76, 2009; p.1087-1108.

- [6] Mazars, J. Application de la mechanique de l'endommagement au comportement non lineaire et à la rupture du béton de structure, Paris, Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6, 1984.
- [7] Légeron, F.; Paultre, P.; Mazars, J. Damage mechanics modeling of nonlinear seismic behavior of concrete structures. Journal of Structural Engineering, v.131, 2005; p.946-955.
- [8] Junior, F.S.; Venturini, W.S. Damage modelling of reinforced concrete beams. Advances in Engineering Software, v.38, 2007; p.538-546.
- [9] Flórez-López, J.; Marante, M.E.; Picón, R. Fracture and Damage Mechanics for Structural Engineering of Frames: State-of-the-Art Industrial Applications. IGI Global, 2015.
- [10] Cipollina, A.; López-Inojosa, A.; Flórez-López, J. A Simplified damage mechanics approach to nonlinear analysis of frames. Computers & Structures, v.54, 1995; p.1113-1126.
- [11] Flórez-López, J. Frame analysis and continuum damage mechanics. European Journal of Mechanics – A/Solids, 17, 269-283, 1998.
- [12] Rajasankar, J.; Nagesh, R.; Prasad, A. Modelling inelastic hinges using CDM for nonlinear analysis of reinforced concrete frame structures. Computers and Concrete, v.6, 2009; p.319-341.
- [13] Alva, G.M.S.; El Debs, A.L.H.C. Application of lumped dissipation model in nonlinear analysis of reinforced concrete structures. Engineering Structures, v.32, 2010; p.974-981.
- [14] Marante, M.E.; Flórez-López, J. Three-dimensional analysis of reinforced concrete frames based on lumped damage mechanics. International Journal of Solids and Structures, v.40, 2003; p.5109-5123.
- [15] Amorim, D.L.D.F.; Proença, S.P.; Flórez-López, J. Simplified modeling of cracking in concrete: Application in tunnel linings. Engineering Structures, v.70, 2014; p.23-35.
- [16] Febres, R.; Inglessis, P.; Flórez-López, J. Modeling of local buckling in tubular steel frames subjected to cyclic loading. Computers & Structures, v.81, 2003; p.2237-2247.
- [17] Nowak, A.S; Collins, K.R. *Reliability of structures*, McGraw Hill, Michigan, 2000.
- [18] Sankararaman, S. Uncertainty Quantification in Remaining Useful Life Prediction Using First-Order Reliability Methods. IEEE Transactions on Reliability, v.63, 2014; p.603-619.
- [19] Sun, B.; Zeng, S.; Kang, R.; Pecht, M.G. Benefits and challenges of system prognostics. IEEE Transactions on Reliability, v.61, 2012; p.323–335.
- [20] Straub, D. Value of information analysis with structural reliability method. Structural Safety, v.49, 2014; p.75-85.
- [21] Liberati, E.A.P.; Nogueira, C.G.; Leonel, E.D.; Chateauneuf, A. Nonlinear formulation based on FEM, Mazars damage criterion and Fick's law applied to failure assessment of reinforced concrete structures subjected to chloride ingress and reinforcements corrosion. Engineering Failure Analysis, v.46, 2014; p.247-268.
- [22] Leonel, E.D.; Chateauneuf, A.; Venturini, W.S. Probabilistic crack growth analyses using a boundary element model: Applications in linear elastic fracture and fatigue problems. Engineering Analysis with Boundary Elements, v.36, 2012; p.944-959.

- [23] Frangopol, D.M.; Ide, Y.; Spacone, E.; Iwaki, I. A new look at reliability of reinforced concrete columns. Journal of Structural Safety, v.2, 1996; p.123-150.
- [24] Neves, R.A.; Chateauneuf, A.; Venturini, W.S. Component and system reliability analysis of nonlinear reinforced concrete grids with multiple failure modes, Structural Safety, v.30, 2008; p.183-199.
- [25] Alvares, M. S. The study of the damage model for concrete: formulation, parametric identification and finite element method applications. PhD thesis (in portuguese). University of São Paulo, 1993.
- [26] Nogueira, C.G.; Venturini, W.S.; Coda, H.B. Material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frame structures considering the influence of shear strength complementary mechanisms. Latin American Journal of Solids and Structures, v.10, 2013; p.953-980.
- [27] Vecchio, F.J.; Collins, M.P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. ACI Structural Journal, v.83, 1986; p.219-231.
- [28] ACI Committee 318, 2008, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (318R-08)," American Concrete Institute, Farmington Hills.
- [29] Cristensen, P.T.; Baker, M. J. Structural reliability theory and its applications, Berlim: Springer Science & Business Media, 2012.
- [30] Beirlant, J.; Goegebeur, Y.; Segers, J.; Teugels, J. Statistics of extremes: theory and applications. West Sussex: John Wiley & Sons, 2006.
- [31] Pellizzer, G. P.; Leonel, E. D.; Nogueira, C. G. Influence of reinforcement's corrosion into hyperstatic reinforced concrete beams: a probabilistic failure scenarios analysis. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 8, 2015; p.479-490.
- [32] Diamantidis, D., ed. Report 32: Probabilistic Assessment of Existing Structures-A publication for the Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Vol. 32. RILEM publications, 2001.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Effect of temperature gradients on the behaviour of jointed plain concrete pavements

# Efeito de gradients de temperatura no comportamiento de pavimentos de concreto com juntas



P. B. TRUJILLO <sup>a</sup> pasquale.basso-trujillo.1@ulaval.ca https://orcid.org/0000-0002-5914-0214

> M. A. S. GUERRERO <sup>b</sup> In Memorian

# Abstract

In many countries of Latin America, Jointed Plain Concrete Pavements (JPCP) are designed using the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) or the Portland Cement Association (PCA) methods, none of which take explicitly into account the environmental conditions of the specific region where a JPCP will be built. It is well known that temperature gradients across the thickness of concrete slabs produce curling which can cause slabs to lose support at its corners and its center depending on the time of the day. This situation, in combination with vehicle loading, generates tensile stresses which can be significant enough to cause initial cracking and the subsequent failure of the pavement. In this research, the Finite Element (FE) package EverFE2.25 was used to study the impact of temperature gradients (calibrated to account for humidity gradients) in combination with a vehicle load (a dual wheel tandem axle of 180 kN) on the performance of a typical JPCP highway section. For the JPCP under study, the apparent increase of the tensile stresses attributable to negative local ( $\Delta T = -18.5^{\circ}$ C) Equivalent Temperature Gradients (ETGs) was as 5.5 times larger than the one induced by the axle when it was placed at the border of the slab. Although the apparent increase was not as high when the positive local ETGs ( $\Delta T = +18.5^{\circ}$ C) were used, the absolute magnitude of the stresses in combination with the vehicle load were still high enough for the pavement to fail under fatigue. Thus, local temperature gradients should be studied regionally and considered in the design of JPCP using more suitable design procedures such as the Mechanistic-Empirical design procedure.

Keywords: concrete pavement, curling, temperature gradients, finite element analysis.

# Resumo

Em muitos países da América Latina os pavimentos de concreto com juntas (JPCP) são calculados usando os métodos da "American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) ou da "Portland Cement Association" (PCA), os quais não levam em consideração explicitamente as condições climáticas específicas de cada região onde um JPCP será construído. É muito conhecido o empenamento causado pelos gradientes térmicos que se apresentam através da espessura do pavimento, o qual pode ocasionar a perda de suporte nas extremidades ou no centro da placa dependendo do momento do dia. Esta situação, paralelamente com as cargas veiculares, produzem esforços de tensão que podem ser de suficiente importância para iniciar a fissuração e finalmente a falha completa por fadiga. Nesta investigação, o software de Elemento Finito (EF) EverFe2.25 foi usado para estudar o impacto que os gradientes termicos (calibrado para considerar os gradientes de humidade), em combinação com as cargas veiculares (tandem com duas rodas de 180 kN), tem sobre o comportamento de uma tipica seção de JPCP. Para o JPCP em estudo, o aumento aparente do esforço de tensão atribuído aos Gradientes Térmicos Equivalentes (ETGs) negativos locais ( $\Delta T = -18.5^{\circ}$ C) foi 5.5 vezes maior do que os esforços induzidos pelo eixo quando posicionado na borda da placa e até 8.8 vezes maior quando foi colocado o canto da placa. Apesar de que o incremento aparente não foi tão grande quando analisados os ETGs positivos ( $\Delta T = +18.5^{\circ}$ C), a amplitude absoluta do esforço calculado nas combinações com as cargas veiculares para estas situações são suficientemente grandes para que ocorra falha por fadiga. Portanto, os gradientes termicos locais tem que ser tomados em consideração para o calculo dos JPCP usando procedimentos de design mais adequados, como o procedimento Empírico-Mecanicista.

Palavras-chave: pavimento rígido, empenamento, gradientes térmicos, análise por elemento finito.

Faculté de Sciences et Génie, Department of Civil and Water Engineering, Université Laval, Québec, Canada;
 Facultad de Ingenierías, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Panamericana, Zapopan, México.

Received: 13 Nov 2017 • Accepted: 14 Jun 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

# 1. Introduction

Jointed Plain Concrete Pavements (JPCP) are typically designed by either (or both) the AASTHO [1] or the PCA [2] methods in many countries of Latin America. The former method was developed based on the information gathered by long-term tests performed on concrete pavements built in Illinois, U.S.A., in 1956 (the AASHO road test) and the latter method by using some of the AASHO road test results in conjunction with results of stresses and deflections of concrete pavements obtained using the FE method. Unfortunately, environmental conditions are only implicitly considered in the AASHTO method of design and are, actually, unaccounted in the PCA method of design. In fact, during the AASHO road test (performed in Ottawa, Illinois), the maximal and minimal temperature gradients measured in the concrete slabs were  $\Delta T = +10.2^{\circ}C$ and  $\Delta T = -4.9$ °C in June and July respectively but these values might not be of the same magnitude in other regions of the world with warmer climates.

Temperature gradients, i.e. the temperature difference between the top and the bottom of a slab at a given moment of the day, cause the concrete slabs in JPCP to curl upward or downward during nighttime (negative gradient) and daytime (positive gradient) respectively, resulting in the loss of support at their corners and center. Consequently, the own weight of the slab, in combination with vehicle loads, produce stresses which can exceed the tensile strength of the concrete and cause the slab to fail [3]. Historically, the response of concrete pavements to thermal stresses has been studied assuming a linear distribution of the gradients across the thickness of slabs but it is well known that they are in fact non-linear [4-6]. However, considering a non-linear distribution underestimates the stresses during daytime and overestimates them during nighttime when computing the response of concrete pavements analytically [3]. Moreover, similar to temperature gradients, humidity gradients can cause an upward and downward warping of the slabs [7-10]. Nonetheless, in most cases the top surface of the slab is partially saturated and its bottom is usually close to saturation, producing an upward warping (negative humidity gradient) almost throughout the entire day [11].

Thus, the use of the AASHTO or the PCA methods is not entirely appropriate in locations where the environmental conditions differ from Ottawa, Illinois. In fact, the most accurate methodology to design a concrete pavement is to gather information regarding local materials, traffic, environment conditions, etc. of the location where the pavement will be constructed and use them to calculate the stresses and deflections of the pavement slabs in order to propose an adequate section thickness. This technique, referred to as the *Mechanistic-Empirical Design Procedure* [1], is currently little employed in many countries of Latin American since it requires, among others, local temperature and humidity gradients of each region which are normally unavailable.

#### 1.1 Research problem and objectives

Since temperature gradients can generate important thermal stresses capable of exceeding the tensile strength of the concrete, the currently used methods of JPCP design should be carefully employed. Instead, the application of a Mechanistic-Empirical Design Procedure becomes a better design practice. However, many valuable information for its use, such as the magnitude of temperature gradients, is currently unavailable in many regions and therefore their impact on the behavior of JPCPs cannot be accurately determined. Thus, only an analysis using actual in-field data should determine up to what extent their effect, in combination with vehicle loads, is important for the design of concrete pavements in each region. This investigation seeks to establish the significance of considering temperature gradients (calibrated to consider humidity gradients) when designing JPCP by analyzing the stresses induced by local temperature gradients and axle loads over a typical JPCP highway section of the region of Guadalajara, Mexico; the procedure however, can be applied in other regions.



(a)



(b)

Figure 1 (a) DS1921-G ibutton and (b) soldered cable over ibutton

# 2. Methodology

A single concrete slab was built with temperature sensors across its thickness to measure the temperature gradients presented in the hottest season of the city of Guadalajara, México. The vertical displacements of the slab (resulting from combined built-in curling, temperature induced curling and humidity induced warping), were also measured in-field over two consecutive days. Then, using the in-field temperature gradients, the vertical displacements of the slab were calculated with the FE package EverFE2.25 and were compared to the ones measured in-field. This allowed to calibrate the temperature gradients to account for the humidity induced warping in accordance with the in-field vertical displacements at the most critical moments of the day. Thereafter, the FE package was used to calculate the stresses on a typical JPCP highway section using the calibrated gradients (referred here to as Equivalent Temperature Gradients or ETGs) in combination with a dual wheel tandem axle.

### 2.1 Slab construction, instrumentation and monitoring

A 200 mm thick<sup>1</sup> square slab with 4500 mm long sides was constructed<sup>2</sup> over a granular base made with coarse aggregate and river sand. A *plate load* test was performed over the granular base to obtain the modulus of subgrade reaction (*k*-value). Furthermore,

the slab was instrumented with temperature sensors (see Figure 1a and 1b) at 3 different locations; center, corner and border. Each location contained 5 equally spaced sensors along the thickness of the slab. They were secured in place by attaching them with plastic tie-wraps to steel threaded rods which were later anchored to the granular base (see Figure 2a). All sensors consisted of DS1921-G ibuttons soldered to cables which were extended outside the slab area so the recorded data could be downloaded to a computer once the slab was cast. The sensors were covered with epoxy to avoid damage from water intrusion; the complete procedure is described in detail in Ref. [12]. In addition, a single unprotected temperature sensor was placed next to the slab in order to record the *in-situ* air temperature. All sensors (inside and next to the slab) were set to record the temperature at a 5 minute interval.

Round steel rods with a square metal plate attached to their top were anchored to the ground close to all four corners of the slab to hold dial gages with a magnet base to measure the vertical displacements of the slab. An additional rod covered with a PVC sleeve (to allow the slab to move freely in the vertical direction) was also anchored to the subgrade at the center of the slab. Concrete of 19 mm ( $\frac{3}{4}$  in.) maximal aggregate size with a specified compression strength ( $f'_c$ ) of 35 MPa was delivered by a concrete mixer and was vibrated using a 1½ in. head vibrator. Special care was taken when the vibrator was inserted next to the temperature sensors to avoid damaging them. The slab was then screeded and bullfloated (see Figure 2b) and, once the final set was attained, it was finished using a power float. Finally, a water-based curing







(b)

# Figure 2 (a) Border ibutton tower and (b) bullfloating of slab

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> A mean of 206 mm thickness was calculated based on 28 measurements prior to placing the concrete;

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Located at 20° 40' 41.5" N 103° 26' 31.5"W.



# Figure 3

(a) Maximal and minimal monthly temperature gradients and (b) typical hourly variation of the gradients

compound was applied over the slab. The formwork was stripped two weeks later and the sides of the slab were covered with the same curing compound to avoid, as much as possible, any water loss from its sides. Material from the excavation was then used to cover the sides in order to leave its top surface at the same level as the surrounding ground. Temperature readings were recorded from the 6<sup>th</sup> of April until the 10<sup>th</sup> of August 2013. Moreover, a 2-day *monitoring period* was undertaken where the vertical displacements of the slab were recorded at its center and four (4) corners using dial gages whose shafts were laid on small square pieces of glass placed over the slab.

# 3. Results and discussion

#### 3.1 Acquisition of temperature readings

The daily maximal and minimal linear temperature gradients recorded over the entire study ranged between  $\Delta T = +19.0^{\circ}C$  to +20.0°C and  $\Delta T$  = -9.0°C to -9.5°C respectively (refer to Figure 3a for the largest values). Usually, the maximal positive gradients occurred between 2:00 and 4:00 p.m. and the minimal negative ones between 7:00 and 8:00 a.m. However, as the mornings became warmer during the summer, negative gradients occurred late at night (around 11:00 pm) as it was observed in June. When the rainy season started, at mid-June, the absolute magnitude of the gradients started to decrease progressively and are thus not presented here; the detailed information can be found in Ref. [12]. A typical hourly temperature gradient variation (from May 23rd to May 24<sup>th</sup> 2013) is presented in Figure 3b. For this period of time, the maximal and minimal gradients were  $\Delta T = +17.5^{\circ}C$  and  $-7.5^{\circ}C$ respectively (both shown with dotted lines). In general, it can be observed that negative gradients are somewhat more linear than positive ones which present a steeper temperature variation within the first 60 mm of the thickness of the slab.

### 3.2 Monitoring the vertical displacements of the slab

The data recorded during the *monitoring period* (from May 22<sup>nd</sup> to May 24<sup>th</sup> 2013) is shown in Figure 4. The center ( $\delta$  center) is subtracted from the average corner ( $\delta$  corner) displacements to determine the height difference between both positions, and is represented by the dark dotted line in the same figure. Comparisons needed to be based on this difference since the actual position of the corners and the center of the slab at the moment the *monitoring period* started was unknown. The temperature gradients ( $\Delta$ T weighted) presented in the same figure by a solid line are preliminarily assumed to vary linearly for the sake of simplicity given the disparity between positive and negative distribution of the gradients (as mentioned previously).

The temperature used to compute the gradients, at both the top and the bottom surface of the slab, represent the weighted temperatures from the center, border and corner of the slab calculated using Equation 1. The weighting coefficients (4, 2 and 1) were subjectively determined based on the amount of slab surface surrounding the towers of temperature sensors, i.e. the border and corner are only surrounded by one-half ( $\frac{1}{2}$ ) and one-quarter ( $\frac{1}{4}$ ) of the sides, respectively, in comparison with the center when the slab is imaginarily divided into 4 equal pieces.

$$\Delta T_{\text{weighted}} = \frac{4T_{\text{center}} + 2T_{\text{border}} + T_{\text{corner}}}{7}, (^{\circ}\text{C})$$
(1)

From Figure 4, it can be observed that as the peak minimal temperature gradients (negative  $\Delta T$  weighted) occur, the maximal vertical



# Figure 4

Displacement ( $\delta$ ), gradients ( $\Delta$ T) and air temperature during the monitoring period

difference between the corner and the center of the slab is reached and *vice versa*. Moreover, at the peak maximal temperature gradient (positive  $\Delta T$  weighted), the vertical difference remained positive indicating that the corners of the slab were higher than the center at any moment of the day. This can be explained by the fact that the slab suffered from *built-in* curling during construction, i.e. permanent upward curling (refer to Figure 5) of the slab due to the effect of temperature and humidity gradients while the concrete hardened. This may have occurred even with the use of a curing compound because of the hot and windy weather. In addition, Figure 4 shows how the ambient temperature can be a good indicator of the temperature gradients presented across the thickness of the slab.

# 3.3 Calibration of the temperature gradients intended for FE analysis

in the field as an input for the FE package, the vertical difference between center and corner of the single slab described in section 3.2 was predicted using EverFe2.25. The linear temperature gradients (extrapolated to the top and bottom surface of the slab) measured during the *monitoring period* (May 22<sup>nd</sup> to May 24<sup>th</sup> 2013) were used for this purpose. Table 1 summarizes the geometry of the slab used in the model as described in section 2.1.



Figure 5 Upward curvature of a single slab

# In order to verify the adequacy of using the temperature measured

# Table 1

Properties of the test slab and the granular base used in EverFE2.25

Parameter	Value	
Slab length, I x I (mm)	4500 x 4500	
Slab thickness, h (mm)	206	
Young modulus, E (MPa)	26,500	
Poisson's ratio, v (-)	0.18	
C. of thermal expansion, $\alpha$ (/°C)	1.0 x 10-5	
Density, γ (kg/m³)	2 300	
Winkler foundation	Tensionless	
k-value (MPa/mm)	0.28	
Thermal gradient	Linear	
N° elements per slab	30 x 30 x 4	
	ParameterSlab length, I x I (mm)Slab thickness, h (mm)Young modulus, E (MPa)Poisson's ratio, v (-)C. of thermal expansion, α (/°C)Density, γ (kg/m³)Winkler foundationk-value (MPa/mm)Thermal gradientN° elements per slab	ParameterValueSlab length, I x I (mm) $4500 \times 4500$ Slab thickness, h (mm) $206$ Young modulus, E (MPa) $26,500$ Poisson's ratio, v (-) $0.18$ C. of thermal expansion, $\alpha$ (/°C) $1.0 \times 10-5$ Density, $\gamma$ (kg/m³) $2 300$ Winkler foundationTensionlessk-value (MPa/mm) $0.28$ Thermal gradientLinearN° elements per slab $30 \times 30 \times 4$

The modulus of elasticity (E) was calculated using Equation 2 [13] with a concrete compressive strength ( $f_c$ ) of 31.8 MPa at 28 days (obtained from 150 mm diameter cylinders) and the typical density of unreinforced normal weight concrete ( $\gamma$ ) of 2300 kg/m<sup>3</sup>. The value of E, rounded to the nearest 500 MPa, resulted in 26 500 MPa. The value of the coefficient of thermal expansion of concrete ( $\alpha$ ) is typically chosen in between 0.9 x 10<sup>-5</sup> and 1.0 x 10<sup>-5</sup> [16] so the latter was used for convenience. This value, albeit slightly high, lies within the limits for concretes made with basalt aggregates which are typical of the region. The typical Poisson's ratio (v) of 0.18 was used in the study. The slab was modeled over a Winkler type foundation where unrestrained upward displacements due to curling (only temperature gradients can be introduced in the model) can be considered. A *k-value* equal to 0.28 MPa/mm was calculated based on the second loading cycle from the *plate load* test.

$$E = 0.043\gamma^{1.5}\sqrt{f_{\rm C}} \,, \, ({\rm MPa}) \tag{2}$$

The vertical displacement difference between the center and the corner of the slab obtained with EverFe2.25 are shown in Figure 6 in comparison with the displacements values computed from the field measurements. It can be observed that the prediction is relatively accurate during daytime, but at nighttime, the prediction significantly underestimates the actual vertical displacement difference. Although it is difficult to explain the exact reason for this difference, a possible explanation might be the presence of humidity gradients across the thickness of the slab which were no considered when the vertical displacements were calculated using EverFE2.25. Indeed, assuming humidity gradients would create an upward curvature of the slab (continuous higher moisture content at the bottom of the slab than at its surface) at any time of the day. At daytime, the effect of both the temperature and the humidity would produce a downward and an upward curvature respectively counteracting one another and producing thus, little vertical displacement as seen at 14:30 on Figure 6. On the other hand, at

nighttime, both effects would produce and upward curvature which would add up and explain the significant difference between vertical displacements obtained from field and FE computations.

In Figure 6, the maximal vertical difference computed with field data are represented by red crosses and the magnitude of the linear temperature gradients, associated to those displacements, are presented with their respective extrapolated value after the arrow. For the largest maximal values of the vertical displacements difference of approximately 5 mm (early in the morning and producing an upward curvature), the only way to reproduce the effect of the humidity gradients is to introduce in the FE package an Equivalent Temperature Gradient (ETG). For both maximal values presented in Figure 6, negative gradients of twice the extrapolated magnitude would be required to predict the in-field displacement of the slab, i.e. with  $\Delta T$  = - 8.7°C x 2 = -17.4°C a vertical displacement difference of around 5 mm is obtained. In the case of the positive gradients (daytime/downward curvature) the extrapolated thermal gradients ( $\Delta T = +19.7^{\circ}C$ ) used in the FE package predict adequately the response of the slab in terms of vertical displacement difference despite their non-linear gradient distribution nature (see Figure 3b) and the presence of humidity gradients. Consequently, given the similar magnitude of both positive and negative gradients, an ETG of 17.4°C / 206 mm of slab thickness approximately equal to 0.08°C/mm will be used subsequently as a way to account for the effect of temperature and humidity in EverFE2.25. However, this ETG represents only the moments of the day where the maximal values occur as depicted in Figure 6.

### 3.4 Analysis of a typical JPCP section

In this section, the importance of considering temperature gradients when designing rigid pavements is demonstrated by simulating the behavior of a typical JPCP highway subject to vehicle and temperature (calibrated for the region under study) loading during the most critical moments of the day. The geometry and the



### Figure 6

Vertical displacement of the slab based on FE analysis and *in-situ* measurements

material properties of the JPCP section are specified in Table 2. The section consists of two lanes (fast and slow) and a shoulder with 230 mm thick slabs. The concrete and the granular base properties are the same than those used in section 3.3. However, dowels ( $\emptyset$  = 32 mm) and ties ( $\emptyset$  = 12.7 mm) are used in the transversal and longitudinal joints respectively. In both cases, a load transfer efficiency of 70% [14] is assumed in accordance with the used value of their support moduli. The restraint moduli indicates the degree of bond between steel and concrete and thus, no bond is considered for dowels and the value for the ties is set to the default value used in EverFE2.25. The material properties of the dowels and the ties are also those proposed by default in EverfFE2.25. Load transfer efficiency between slabs by aggregate interlock is not considered since it is easily damaged after repeated medium to high traffic loading [15]. A 180 kN total weight dual wheel tandem axle is used as the vehicle load acting over the JPCP section. The axle's dimensions, as observed in Figure 7a, represent a common configuration of trailers. The print length of the wheel equal to 135 mm was calculated based on a fixed tire width of 220 mm and a pressure of 755 kPa (110 psi) [16].

The two most critical vehicle loading positions: *border* and *corner* as revealed by past research [2, 17] are studied here. In the *border* position (Figure 7b), the last dual tandem axle of the trailer is located 150 mm away from the longitudinal joint at the middle of the central slab. In the *corner* position (Figure 7c), the axle is po-

sitioned in the same transversal direction but 150 mm away from to the transverse joint of the central slab. With the geometry of the trailer, the second axle of the dual tandem truck axle would lay outside the JPCP geometry at the *border* position and the whole dual tandem axle would not be present when the truck would reach the *corner* position. However, only the central slab (blue dotted rectangle in Figure 7b and 7c) is of interest even though surrounding slabs were modeled. Indeed, their inclusion served only to recreate as accurately as possible the vertical displacement of the central slab due to the temperature (calibrated) and vehicle loading when the dowels and the ties restrain its vertical displacement.

The Equivalent Temperature Gradients (ETG) were chosen based on the results presented in section 3.3, i.e. an ETG of ±0.08°C/mm per slab thickness was used. This represents a somewhat conservative gradient for slabs thicker than 200 mm since gradients often increase disproportionally to their thickness [18]. By definition in this investigation, the ETG is assumed to vary linearly across the slab thickness based on the results presented in section 3.3. Thus, a gradient  $\Delta T = \pm 18.5$ °C is used for the 230 mm thick slab in combination with both vehicle loading positions.

The maximal principal stresses obtained from the analysis considering only the *ETG* ( $\sigma_{te}$ ), the axle loads ( $\sigma_{ax}$ ) and both at the same time ( $\sigma_{\infty}$ ) are presented in Table 3. Stresses corresponding to  $\sigma_{te}$  and  $\sigma_{ax}$  are taken from the same location where the maximal stress resulting from their combined effect ( $\sigma_{\infty}$ ) ocurrs; otherwise

### Table 2

Properties of a typical JPCP highway section in Mexico

Parameter	Value
Fast lane length, l <sub>n</sub> (mm)	4 500
Slow lane length, I <sub>s</sub> (mm)	3 500
Shoulder length, I <sub>sh</sub> (mm)	2 500
Transverse joint spacing (mm)	4 500
Slab thickness, h (mm)	230
Young modulus, E (MPa)	26 500
Poisson's ratio, v	0.18
C. of thermal expansion, $\alpha$ (/°C)	1.0 x 10 <sup>-5</sup>
Density, $\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	2 300
Winkler foundation	Tensionless
k-value (MPa/mm)	0.28
Thermal gradient	Linear
Vehicle	Border & Corner
Young modulus, E (MPa)	200 000
Poisson ratio, v	0.30
Diameter, (mm)	32
Length, (mm)	460
Spacing, (mm)	300
Support modulus, (MPa)	1 000
Restraint modulus, (MPa)	0
Diameter, (mm)	12.7
Length, (mm)	110
Spacing, (mm)	900
Support modulus, (MPa)	1 000
Restraint modulus, (MPa)	10 000
N° elements per slab	30 x 30 x 4
	Parameter         Fast lane length, I <sub>h</sub> (mm)         Slow lane length, I <sub>s</sub> (mm)         Shoulder length, I <sub>s</sub> (mm)         Transverse joint spacing (mm)         Slab thickness, h (mm)         Young modulus, E (MPa)         Poisson's ratio, v         C. of thermal expansion, α (/°C)         Density, γ (kg/m³)         Winkler foundation         k-value (MPa/mm)         Thermal gradient         Vehicle         Young modulus, E (MPa)         Poisson ratio, v         Diameter, (mm)         Length, (mm)         Support modulus, (MPa)         Restraint modulus, (MPa)         Diameter, (mm)         Length, (mm)         Support modulus, (MPa)         Restraint modulus, (MPa)



### Figure 7

(a) Dual wheel tandem axle, (b) critical axle positions for positive gradient and (c) for negative gradients

### Table 3

Maximal principal stresses for the two loading conditions

Position	ΔT* (°C)	(MPa)	(MPa)	م (MPa)	$\sigma_{\rm te}$ / $\sigma_{\rm ax}$	(σ <sub>co</sub> - σ <sub>ax</sub> ) / σ <sub>ax</sub>	$\sigma_{co}$ /M.O.R.**
Pordor	+18.5	1.42 (B)	0.74 (B)	3.17 (B)	1.9	3.3	0.70
Boldel	-18.5	1.54 (T)	0.32 (T)	2.09 (T)	4.8	5.5	0.46
Corpor	+18.5	1.35 (B)	0.60 (B)	2.87 (B)	2.3	3.8	0.64
Comer	-18.5	1.40 (T)	0.24 (T)	2.35 (T)	5.8	8.8	0.52

\* Positive and negative temperature gradients create downward and upward slab curvature respectively;

\*\* A M.O.R. of 4.5 MPa was considered.

the location would differ and comparisons would not be congruent. In addition, the surface where these stresses occur, either at the Bottom (B) or at the Top (T) of the slab, is indicated between parentheses in Table 3.

For both vehicle positions, the maximal  $\sigma_{_{co}}$  stresses occur with a positive *ETG* and are developed at the bottom of the slab. These

situations can be observed in Figure 8 for each vehicle loading position. As can be inferred from the results, the flexural strength of concrete specified for highway JPCPs (usually around 4.5 MPa of Modulus Of Rupture) can be reached when the temperature gradients are accounted in the analysis in addition to the vehicle loading. Here, slabs would fail under repeated loading for the most



### Figure 8

Maximal principal stresses for each combination of thermal and vehicle loads

critical loading conditions studied here since concrete pavements with ratios of  $\sigma_{co}/M.O.R. \ge 0.5$  are usually prone to fatigue failure. This situation would not have been noticed if the environmental loading using the *ETG* would not have been considered in the analysis.

The fact is that, the stresses induced by temperature (calibrated) gradients are, by themselves, considerably higher than those induced by the vehicle loads. In the case of the *border* position, they reached up to 4.8 times the axle load induced stress and in the *corner* position, up to 5.8 times when subject to a negative *ETG*. Furthermore, the apparent increase of the tensile stress attributable to the temperature gradient ( $\sigma_{co} - \sigma_{ax}$ ) in comparison with the tensile stress induced by the axle is 5.5 times higher for the *border* position and as high as 8.8 times for the *corner* position. The considerable stress increase is due to the loss of the support of the slab at their center or corner depending on the sign of the temperature gradient. The actual stress state of slabs under heavier vehicle loads and their repetition would thus create situations in which failure would occur considerably faster.

# 4. Conclusions

The effect of local temperature gradients and vehicle loading on the performance of a JPCP was studied. Temperature gradients were measured in a test section in Guadalajara, Mexico and were then calibrated based on the vertical displacements calculated using a FE package in accordance to those measured *in-field*. A linear *Equivalent Temperature Gradient* of  $\pm 0.08$ °C/mm per slab thickness was found to be an adequate value to use in the region when analyzing a JPCP at the most critical moments of the day. A positive thermal gradient of such magnitude was indeed measured *in-situ* and when used as an input of the FE package, the vertical displacements of the test slab were adequately predicted. However, the *in-field* negative thermal gradient needed to be doubled to compensate for the *built-in* curling and the hypothesized humidity gradient acting in the slab during nighttime.

By using the Equivalent Temperature Gradient (as defined in this research for the most critical moments of the day) for the analysis of a typical JPCP highway section, it was shown that environmental loads represent a significant source of stresses by themselves, but mostly, when combined with vehicle loads. For the most critical loading combinations studied here (temperature and vehicle), it was shown that the apparent increase of the tensile stresses attributable to local temperature gradients can be as high as 5.5 times that of the standard axle studied here for the border position and up to 8.8 times for the corner position; both when negative gradients occur and for the slab geometry studied. Moreover, for the most critical loading condition, the stresses would surpass the commonly specified tensile strength of highways. Therefore, when designing JPCP equivalent gradients should be investigated and considered for each region to avoid premature crack formation and subsequent related problems such as pumping, and slab faulting [1, 18] which result in major repair costs. For similar climate conditions as Guadalajara, Mexico (monthly maximal and minimal average air temperature of +32.5°C and +9.5°C3 respectively) a gradient of 0.08°C/mm may be considered. In other regions, the experimental campaigns designed to obtain temperature gradients should target the hottest seasons without rain to obtain the highest values of the gradients. Further research should investigate the relationship between air temperature variations and the temperature gradients for prediction purposes when larger data will be obtained for each region.

Moreover, in order to avoid as much as possible the initial loss of slab support during construction (*built-in* curling), which adds up to curling and warping, good construction practices cannot be overstated, i.e. timely and efficient curing in order to minimize water loss at the slabs surfaces. An interesting approach which has proved to be an effective way to maintain a constant humidity gradient across the slab thickness while the concrete hardens to avoid *built-in* curling [19] consists of internal curing of the slab using *water filled inclusions*. Sun and wind barriers to avoid rapid water surface evaporation should also be considered.

### 5. Acknowledgements

This article is dedicated to Prof. Marco Antonio Salcedo who worked arduously throughout the entire duration of the research project showing a lot passion and commitment. Special thanks are extended to the Faculty of Civil Engineering and Administration of the Panamerican University at the Guadalajara Campus, Mexico, for their funding support and to Dario Acosta and Rodrigo Navarro, deans of the faculty during the investigation, for their continuous support and encouragement.

# 6. References

- AASTHO. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials, 4ed, 1993, 595 p.
- [2] PACKARD, R. G. Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements, Portland Cement Association, 1984, 46 p.
- [3] CHOUBANE, B., TIA, M. Analysis and verification of thermalgradient effects on concrete pavement. Journal of Transportation Engineering, v.121, n.1, 1995; p.75-81.
- [4] CHOUBANE, B., TIA, M. Nonlinear temperature gradient effect on maximum warping stresses in rigid pavements. Transportation Research Record 1370, 1992; p.11-19.
- [5] JEONG, J.-H., Zollinger, D. G. Environmental effects on the behavior of jointed plain concrete pavements. Journal of Transportation Engineering, v.131, n.2, 2005; p.140-148.
- [6] SIDDIQUE, Z. Q., HOSSAIN, M., MEGGERS, D. Temperature and curling measurements on concrete pavement. Proceedings of the 2005 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Iowa, 2005, 12 p.
- [7] BELSHE, M. MAMLOUK, M. S., KALOUSH, K. E., RO-DEZNO M. Temperature gradient and curling stresses in concrete pavement with and without open-graded friction course. Journal of Transportation Engineering, v.137, n.10, 2011; p.723-729.

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup> As of December 2010 from the National Meteorological Survey of Mexico.

- [8] HARR, M. E. Warping Stresses and Deflections in Concrete Slabs, Purdue University, 1958, 97 p.
- [9] MOHAMED, A.R., HANSEN, W. Effect of nonlinear temperature gradients on curling stresses in concrete pavements, Transportation Research Record, n.1568, 1997; p.65-71.
- [10] TIEDE, H., SPARLING, C., SMITH, P., PHANG, W. A. The Conditions of Concrete Pavements in Ontario, Department of highways Ontario, 1970, 30 p.
- [11] CEYLAN, H., TURNER, D. J., RASMUSSEN, R. O., CHANG, G. K., GROVE, J., KIM, S., GOPALAKRISHNAN, K. Impact of Curling, Warping and Other Early-Age Behavior on Concrete Pavement Smoothness: Early, Frequent, and Detailed (EFD) Study, Iowa State University, 2007, 404 p.
- [12] BASSO, T. P. Influence of the Temperature on the Behaviour of Rigid Pavements in Guadalajara, Bachelor's thesis (in Spanish), 2014, 177 p.
- [13] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary, American Concrete Institute, 2014, 519 p.
- [14] DAVIDS, W. G. EverFe Theory Manual, University of Maine, 2003, 18 p.
- [15] FHWA. Concrete Pavement Joints Technical Advisory T5040.30, Federal Highway Administration, 1990, http:// www.fhwa.dot.gov/pavement/t504030.cfm (consulted on November 2016).
- [16] HUANG, Y. H. Pavement Analysis and Design, Pearson Prentice Hall, 2ed, 2004, 767 p.
- [17] CHOU, Y. T. Comparative analysis of rigid pavements. Journal of Transportation Engineering, v.109, n.5, 1983; p.669-688.
- [18] MTC. Pavement Condition Index Distress Identification Manual, Metropolitan Transportation Commission, 1991, 23 p.
- [19] BENTZ, D. P. WEISS, W. J. Internal Curing: A 2010 State-Of-The-Art Review, National Institute of Standards and Technology, 2011, 82 p.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Analysis of the global second-order effects on irregular reinforced concrete structures using the natural period of vibration

# Análise dos efeitos globais de segunda ordem em estruturas irregulares em concreto armado utilizando o período natural de vibração









G. H. SIQUEIRA a siqueira@fec.unicamp.br https://orcid.org/0000-0002-2416-1701

L. C. M. VIEIRA JR. a vieira@fec.unicamp.br https://orcid.org/0000-0002-0994-3473

S. J. C. ALMEIDA a saulojca@unicamp.com https://orcid.org/0000-0003-4037-5440

# Abstract

The  $\chi_T$  parameter, a simplified method recently presented, allows to estimate the global second-order effects on reinforced concrete frames using the natural period of vibration. This parameter was developed based on the fact that both natural period of vibration and global second-order effects depend essentially on the stiffness and mass matrices of the structure, being thus related. In this paper, numerical analyses are conducted on nine models with different patterns of irregularity in terms of geometry in plan and stiffness. The main purpose of these analyses is to evaluate the applicability of the  $\chi_T$  parameter in asymmetric structures as well as that can present torsional modes as the fundamental mode of vibration. In addition, different hypotheses are tested in order to verify the influence of the different modes of vibration in the structural sensitivity to global second-order effects. Results of the simplified analyses were compared to the final bending moment values obtained through a nonlinear numerical analysis considering the P- $\Delta$  effect. It is observed that the parameter  $\chi_T$  is a promising indicator for a simplified estimation of the global secondorder effects for concrete frames, especially when higher modes of vibration are taken account in the analysis.

Keywords: global second-order effects, natural period of vibration, modal analysis.

# Resumo

O parâmetro  $\chi_T$ , recentemente apresentado na literatura técnica, permite utilizar o período natural de vibração da estrutura para estimar os efeitos globais de segunda ordem em pórticos de concreto armado. Esse parâmetro foi desenvolvido a partir da observação de que os efeitos de segunda ordem e o período natural de vibração dependem essencialmente da matriz de massa e rigidez da estrutura, estando, portanto, relacionados. Neste trabalho são realizadas análises numéricas em nove modelos de geometrias com diferentes padrões de irregularidades em planta e em termos de rigidez, com o intuito de avaliar a aplicabilidade do parâmetro  $\chi_T$  em estruturas que possuem geometrias assimétricas e que possam apresentar modo fundamental de vibração do tipo torcional. Além disso, diferentes hipóteses são testadas para utilização desse parâmetro com o propósito de verificar a influência dos diferentes modos de vibração das estruturas na sensibilidade aos efeitos globais de segunda ordem. Os resultados das análises simplificadas foram comparados aos valores de momentos finais obtidos através de analises numéricas não lineares, considerando o efeito P- $\Delta$ . Observa-se que o parâmetro  $\chi_T$  apresenta-se como um promissor indicativo para estimativa dos efeitos globais de segunda ordem, principalmente quando os seus modos de vibração superiores são levados em consideração na análise.

Palavras-chave: efeitos globais de segunda ordem, periodo natural de vibração, análise modal.

Received: 23 Feb 2018 •Accepted: 04 Jun 2018 •Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Departamento de Estruturas, Campinas, SP, Brasil.

# 1. Introduction

In the latest years, computational advancement and improvement of the material technology lead to the design of slender buildings more susceptible to global second order effects. Enhancement in computer's processors also enabled more complex structural analysis that were not assessed in the past because of limited computational resources. Along with this, using high-strength concretes allows the construction of higher buildings, which are consequently, more flexible [1].

Taller structures are subjected to higher horizontal forces, due to wind load. The combination of these forces with vertical loadings results in higher displacements of structural nodes and, consequently, significant increase of bending moment in its elements. Therefore, the structure must be assessed in its deformed shape. The additional forces from this analysis are known as the second-order moments [2]. In order to ensure structural safety, this geometrical nonlinearity must be considered in the structural stability analysis.

In addition, reinforced concrete frames have a nonlinear material behavior. Concrete cracking, concrete creep and, the rebar yielding are known as material physical nonlinearities [3]. Excessive lateral displacement must be verified considering both geometrical and material nonlinearities.

An option for the second-order analysis is to adapt the stiffness matrix (K) to include second-order effects [4]. In this method, the stiffness matrix (K) is composed by the elastic stiffness matrix (K<sub>E</sub>) and geometric stiffness matrix (K<sub>G</sub>); this problem are usually solved through iterative incremental methods [5]. In structures with multiple degrees of freedom, however, incremental method has high computational cost.

Therefore, direct and simplified methods are preferred to the second-order analysis. These methods adopt approximations and simplifications to describe the structural behavior; their efficiency relies on the selection of the most important variables and its influence on the structural behavior. Although these procedures are simplified, they can be quickly applied and provide satisfactory results [6].

Rutenberg [7] proposed a direct approach to obtain the global second-order effects. The stiffness matrix is modified through the insertion of fictitious diagonal braces and columns with negative cross section area and flexural stiffness, respectively. The fictitious elements simulate the geometric stiffness matrix, which includes second-order effects while equilibrium is verified. Thus, a linear analysis can be carried out and no iterations are needed. Wilson and Habilullah [8], White *et al.* [9], [10] and Vandepitte [11] are other examples of direct approaches.

Simplified methods are also included in many countries design standards. The American standard AISC/LRFD [12] introduces B1 and B2 coefficients to evaluate second-order effects in steel structures. The second-order forces are obtained through linear analysis and, are vastly used by steel structural design engineers. To define the requirement of second-order analysis, ABNT NBR 6118:2014 [2] adopts the simplified parameters  $\alpha$  and  $\gamma_z$ . Parameter  $\alpha$  classify the structure as nonsway or sway frames. Global second-order effects can be neglected for the latter.

The  $\gamma_z$  coefficient [13], besides providing a classification regarding structural susceptibility to second order effects, it is also used to estimate second-order forces through first-order analysis. ABNT NBR 6118:2014 [2] allows material nonlinearity to be considered applying reduction factors to the element stiffness. It estimates the structural elements stiffness change and assumes different values for each type of element.

The coefficient  $\gamma_z$  is calculated assuming that lack of stability will only occur laterally without rotational component. Structures, which the center of mass does not correspond to the center of rigidity, however, may present as the first stability mode the torsional mode. In this case, stability analysis with this coefficient may not be sufficient to assess structural integrity [14]. Therefore, to apply  $\gamma_z$  coefficient, stability modes must also be assessed.

Buildings global stability is mainly influenced by lateral stiffness and vertical loads applied [15]. Based on this, Statler *et al.* [16] have demonstrated that it is possible to evaluate the structure susceptibility to global second order effects using the natural period of vibration in steel structures.

Recently, Reis *et al.* [17] presented the development of the simplified  $\chi_T$  parameter. This parameter uses the natural period of vibration to estimate bending moments considering non-linear effects. To account for the global second-order effects, first-order moments are amplified in reinforced concrete frames. Analyses carried out by Reis *et al.* [17], however, applied the  $\chi_T$  parameter only in structures with floor plan symmetry and no stiffness variation along its height. These characteristics diverge completely from most constructions.

In Brazil, floor plan designs are usually asymmetric, which leads to: (i) asymmetrical structures, that have eccentricity between the center of mass and center of rigidity and makes the structure vulnerable to significant torsional forces, (ii) vertical stiffness variation along the building's height caused by the sudden change in geometry between two floors or change in the cross-section area, (iii) bracing elements non-parallel or non-symmetric to principal axes, and, (iv) structures with multiple floor plan that do not have the same projection.

Thus, it is essential, to validate the parameter  $\chi_{T}$ , that a greater number of analysis are carried out considering structural models with similar characteristics to existing buildings. Furthermore, results obtained by Reis *et al.* [17] presented conservative values for the critical columns on the assessed models. Therefore, an improvement in moment amplification methods due to global second-order effects must be investigated.

In the field of structural dynamics, modal superposition is commonly used. The total structure's response is obtained by superposing the response for each mode shape. Therefore, parameter  $\chi_{T}$  can be improved considering higher vibration modes.

In this context, the current work aims to assess the application of the  $\chi_T$  parameter, developed by Reis et al. [17], in reinforced concrete structures with different irregularities on the floor plan and, along its height. The study presented herein is intended to cover the major structures designed in Brazil and, to understand the limitation of the methods. Two new hypotheses are developed and verified. The importance of the mode shape direction in the application of the simplified parameter is assessed, as well as, the influence of higher frequency modes.

# 2. $\chi_{T}$ Parameter

The  $\chi_{\rm T}$  parameter was developed by Reis et al. [17] aiming to evaluate reinforced concrete structures susceptibility to global secondorder effects; in addition, it is possible to estimate the final internal forces through a simplified first-order analysis. The parameter was developed applying Rayleigh's method [18], in which coordinate generalization and the principle of virtual work were used. Rayleigh's method [18] is based on the principle of energy conservation. If the physical properties are known, the natural period of vibration of an element can be estimated by the selection of a displacement function  $(\psi)$  that respects the essential and/or natural boundary conditions.

In Rayleigh method [18], a satisfactory approximation for the structure fundamental period of vibration is obtained adopting any displacement function that satisfies the essential (kinematic) boundary conditions. Adopting, however, a shape function that does not satisfies the natural boundary conditions, impose additional restrains and external constrained to the system [19]. These restrictions increase the system stiffness and, consequently, influence significantly on the natural period of vibration estimated by the method.

The  $\chi_{T}$  parameter theoretical basis relies on the application of generalized coordinates to represent the dynamic displacement of a cantilever beam-column, with mass and stiffness equivalent to a regular structure. The column is subjected to a uniform distributed horizontal loading F(x) along its height. The floor masses (m<sub>p</sub>) are concentrated along its length with constant spacing of 3,0 m. The column mass  $\overline{m}$  is uniformly distributed along the column height. The model representation is shown in Figure [1]. The  $\chi_{T}$  parameter complete original formulation obtained by Reis et al. [17] is presented in Equation [1]:

$$\frac{M_2}{M_1} = \chi_T = \frac{1}{1 - \frac{gT^2}{H\pi^2 \left(\frac{72n^4 + \kappa_{pav}(180n^3 + 120n - 12)}{36n^4 + 9n^3 + n^2 - n}\right)}}$$
(1)

Onde,

 $M_1$  – First-order moment;

M<sub>2</sub> – Final second-order moment;

H – Building's height;

T – Natural period of vibration;

n – Number of floors;

g – Acceleration of gravity;

 $\kappa_{_{pav}}$  – Ratio between the sum of all floor weight and the structure total weight.

A simplification was developed based on the influence of each A simplification was developed based on the influence of each polynomial term of the original equation and adopting  $\kappa_{pav}$  equal to 0,80. The complete and simplified equation presented a maximum divergence of 1,5%. The equation details, as well as simplification, can be found in Reis *et al.* [17]. The  $\chi_T$  parameter final version is presented in Equation [2]:

$$\chi_T = \frac{1}{1 - \frac{gT^2}{H\pi^2 \left(2 + \frac{4}{n}\right)}}$$
(2)

Equation [2] depends essentially on the natural period of vibration, building's height and number of floors. The generalized system adopted by Reis et al. [17] for the development of the  $\chi_{T}$  parameter suppose that the fundamental mode of vibration is flexural. Thus, the natural period of vibration adopted to global second-order analysis must be related to the first flexural mode of vibration in each assessed direction. Then, the natural period of vibration (M<sub>2</sub>/M<sub>1</sub>) must be related to this vibration mode.

Reis *et al.* [17] assessed the  $\chi_T$  parameter for five different structure models with one axis of symmetry at least. The moment amplification results were compared with the results of a P- $\Delta$  second-order analysis. It was shown that the simplified  $\chi_T$  parameter represents well the second-order effects in reinforced concrete structures. The authors, however, commented that more studies must be carried out to adjust and validate the simplified methodology, mainly on the application of irregular structures which can be vulnerable to torsional effects.

In addition, the  $\chi_T$  parameter values presented by the models in Reis *et al.* [17] were conservative for the critical columns. The adopted displacement function does not satisfy the natural boundary conditions, which leads to a conservative moment amplification for the critical columns.

Mamone *et al.* [20] extended  $\chi_T$  parameter using a displacement function that satisfies simultaneously essential and natural conditions, which lead to a more flexible system. Considering this adaptation, the  $\chi_T$  parameter application was assessed in two simplified models. The first model is a cantilever beam-column and the second model is a simple frame with regular geometry. The results obtained for the moment amplification were closer to the values obtained for the critical columns; the models studied, however, present floor plan symmetry and the stiffness does not vary along its height.

The  $\chi_T$  parameter equation can also lead to greater values when considering a modified period of vibration with the superposition of



Figure 1

Generalized model adopted by Reis *et al.* (2017) **Source:** Reis *et al.* (2017)



Figure 2 Models 1, 2 and 3 geometries

Analysis of the global second-order effects on irregular reinforced concrete structures using the natural period of vibration



Figure 3 Models 4, 5 and 6 geometries

kinematic mode shapes of the structure (vibration modes). Thus, the moment amplification due to global second-order effect can be estimated considering natural period of vibration related to superior vibration modes.

The current study intends to contribute to the verification of the method's limit of application and, to its development. The parameter is applied: (i) in new structural models with different patterns of irregularities on the floor plan and (ii) stiffness variation along the building's height, and (iii) in structures vulnerable to torsional forces, which the first mode of vibration is torsional.

Two new hypotheses are developed and tested to consider higher vibration modes in the  $\chi_T$  parameter equation. The hypotheses present criteria that, based on the effective modal mass, select the natural period of vibration to be applied in the

 $\chi_{\scriptscriptstyle T}$  parameter equation. These hypotheses are explained later in the following section.

# 3. Methodology

#### 3.1 Model description

Spatial frames with different geometries and irregularities on its floor plan or along the building's height were modelled herein and, are presented in Figures [2] to [6].

The models have multimodal characteristics, which assist the assessment of the influence of higher vibration modes on the proposed simplified parameter. Models 7 and 8 are real structures designed in Brazil, aimed to allow a realistic study of the parameter  $\chi_T$ . Observing the geometry of both structures (Figure [4] and



Model 7

### Figure 4 Model 7 geometry

[5]), one can note that there are many stiffness variations between floors. These geometry variations characterize a stiffness variation along the building's height. Thus, models 7 and 8 will contribute to evaluate the parameter  $\boldsymbol{\chi}_{\text{T}}$  application in structures with this type of irregularity.

All models were generated with the software S4 [21] used in





the structural design of reinforced concrete structures. All geometries were assessed varying the number of floors until the  $\gamma_z$  coefficient reached the limit value of 1.3. This is the maximum value allowed in the application of the simplified method suggested by ABNT NBR 6118:2014 [2]. Model 4 was an exception to this  $\gamma_z$  limitation, a limit of 1.2 was imposed since the building height respective to this value was already considered too high.

The models' characteristics are summarized in Table [1]. The number of floors, maximum height, material mechanical properties, vertical loading per floor and,  $\gamma_z$  value for both orthogonal directions in the plan (x and y) are presented.

### 3.2 Design Considerations

After defining the maximum number of floors, the software S4 [21] model was exported to SAP2000 [22] software. SAP2000 [22] is a finite element software extensively used by structural designers worldwide because of its user-friendly interface to carry out linear, nonlinear and modal analysis. In SAP2000 [22], columns and beams are modelled as unidimensional elements (beam element). These elements have six degree of freedom per node; three translations and, three rotations. Due to slabs' high horizontal stiffness, they are modelled as rigid diaphragms. Thus, the slabs behave similarly to a rigid body that does not deform axially [23].

### Model 9



Ground Floor - 4-Storey



Ground Floor - 21-Storey







Figure 6 Model 9 geometry

# Table 1

Assessed models characteristics

Model	Maximum number of floors	Total height (m)	Characteristic compressive strength (MPa)	Modulus of elasticity (MPa)	Vertical loading per floor (kN/floor)	γ <b>z (X)</b>	γ <b>z (y)</b>
1	22	66.0	25	23,800	5,650	1.16	1.32
2	21	63.0	25	23,800	3,720	1.18	1.29
3	28	84.0	25	23,800	3,220	1.20	1.31
4	43	129.0	25	23,800	8,690	1.20	1.18
5	27	81.0	35	28,161	13,460	1.16	1.27
6	30	90.0	35	28,161	4,570	1.16	1.31
7	30	90.0	35	28,161	5,070 (typical floor)	1.17	1.26
8	33	66.0	35	28,161	4,580 (typical floor)	1.15	1.11
9	21	63.0	25	23,800	3,720	1.19	1.27

Load cases and loading combinations were also exported from S4 software [21]. Loading combinations include the effects of simultaneous application of vertical (dead and live loads) and horizontal (wind load) loadings. For each wind loading direction, a different loading combination was created. The wind load was considered in the structure's principal directions 0°(Fx+), 90°(Fy-), 180°(Fx-) and 270°(Fy+), according to standard ABNT NBR 6123:1988 [24]. Figure [7] illustrates wind load directions considered in the models.



# Figure 7

Principal directions considered for the lateral wind loading

Table 2

Summary of each hypothesis for the natural period of vibration selection

Hypothesis	Description
I	1 <sup>st</sup> flexural mode in the considered direction - original hypothesis (REIS <i>et al.</i> [8])
Ш	1 <sup>st</sup> mode of vibration (fundamental mode)
III	Average of the natural period of vibration weighted by effective modal mass

Wind load magnitude were divided by pressure ranges according to each structure height, aimed to more realistic represent the wind pressure acting on the structure. To consider the rigid diaphragm effect, however, these loadings were modeled as concentrated horizontal forces in each floor level. All floor nodes displacements equivalent to the diaphragm center of mass displacement. Thus, concentrated horizontal loadings were applied in these nodes on each floor level.

The material nonlinearity was considered approximately using the reduction factors prescribed by ABNT NBR 6118:2014 [2]. The columns were considered encastred on the foundations.

For all loading combinations, two analyses types were carried out in SAP2000 [22]: considering only the overturning moment due to horizontal wind load, in order to obtain the first-order bending moments (M<sub>1</sub>); and, a second analysis considering the P- $\Delta$  effect to determine the second-order bending moments (M<sub>2</sub>). The obtained ratio between second-order and first order bending moments (M<sub>2</sub>/M<sub>1</sub>) from both analyses express the moment amplification due to global second-order effects. P- $\Delta$  effect are taken in account in SAP2000 [22] considering a modified geometrical stiffness matrix K<sub>c</sub> in addition to the linear-elastic stiffness matrix K<sub>F</sub>.

Simultaneously, modal analyses were carried out to determine the natural periods of vibration and its respective mode shapes, as well as the effective modal mass participation factor. Modal analysis, in SAP2000 [22], consists of a generalized eigenvalue problem, which the eigenvectors are orthogonal to mass and stiffness matrices. Free undamped systems are considered. The eigenvalues represent the natural period of vibration and their respective eigenvector are the vibration modes.

For each geometry studied, after defining the maximum height and the maximum number of floors, all analyses were repeated remov-

### Table 3

Example of the first 12 modes of vibration of a 21-storey structure generated with Model 2

Mada of	Deried		Мо	dal participation fac	tor (%)	
vibration	(s)	X-direction	Y-direction	Accumulated sum X-direction	Accumulated sum Y-direction	Z-rotation
1	7.09	0.09 %	72.38 %	0.09 %	72.38 %	42.75 %
2	6.38	0.74 %	0.67 %	0.83 %	73.05 %	8.74 %
3	5.70	75.58 %	0.05 %	76.41 %	73.10 %	23.66 %
4	2.14	0.05 %	8.81 %	76.46 %	81.91 %	7.50 %
5	2.07	0.05 %	2.70 %	76.51 %	84.61 %	0.01 %
6	1.83	10.30 %	0.01 %	86.81 %	84.62 %	3.22 %
7	1.21	0.03 %	0.19 %	86.84 %	84.81 %	1.14 %
8	1.08	0.01 %	4.24 %	86.85 %	89.05 %	1.64 %
9	1.02	3.60 %	0.02 %	90.45 %	89.07 %	1.22 %
10	0.82	0.01 %	0.05 %	90.46 %	89.12 %	0.52 %
11	0.69	1.96 %	0.01 %	92.42 %	89.13 %	0.45 %
12	0.67	0.01 %	2.45 %	92.43 %	91.58 %	1.24 %

ing one floor level until the structure had only one floor left. Therefore, 255 analyses were carried out herein.

In models 1 to 8, the same structural configuration was adopted, independently of the number of floors. Model 9 has the same geometry of Model 2. For each analysis, the building structural elements were redesigned once a floor level was removed. Model 9 crosssection variation is depicted in Figure [6], in which the ground floor geometry for a 21-storey and 4-storey structures are presented. Therefore, Model 9, due to element redesign, also contributed to evaluate the  $\chi_T$  parameter in realistic buildings. More details about the evaluated hypotheses are presented as follows.

### 3.3 Hypotheses

The original  $\chi_T$  parameter hypothesis, presented by Reis *et al.* [17], shall consider the first flexural vibration mode according to the assessed direction. In order to verify the influence of different vibration modes to the global second-order effects, two hypotheses were proposed. Each one has specific criteria to select the natural period of vibration that will be used in the simplified  $\chi_T$  parameter. Results are compared to the final moment amplification factors of the structures columns. Table [2] summarizes the hypotheses for the natural period of vibration selection, including the original hypothesis (Hypothesis I), adopted by Reis *et al.* [17].

# 3.3.1 Hypothesis I (original from REIS *et al.* [17]) – 1<sup>st</sup> flexural mode is considered direction to assess second-order effects

Hypothesis I is the original hypothesis presented by Reis *et al.* [17]. The selected natural period of vibration is computed to determine the  $\chi_{T}$  parameter; only first flexural vibration mode is taken in account to consider global second-order effects. Reis *et al.* [17] have used the effective modal mass coefficient as the value used to determine the first flexural mode of vibration. According to Reis *et al.* [17] the natural period of vibration must be chosen if the respective mode shape presents an effective modal mass coefficient greater than 35% in the considered direction of the global second-order analysis.

Cases, in which none of the first vibration modes present greater effective modal mass than 35% in any direction, are hardly found. If this is the situation, it must be considered the vibration mode which depict the greatest effective modal coefficient in the assessed direction when compared to the orthogonal directions. This hypothesis contributes to further development of Reis *et al.* [17] studies by verification of its applicability in structural models with several irregularity patterns.

# 3.3.2 Hypothesis II – First mode shape of vibration (fundamental vibration mode)

In this hypothesis, the selected vibration mode is the fundamental mode shape, independently from the assessed direction and the vibration mode shape. This analysis intends to verify the consequences of applying the simplified parameter without the concern regarding the vibration mode shape (flexural, torsional or flexuraltorsional). In addition, this hypothesis will help understanding the application of the fundamental vibration mode as an indicator of the global second-order effects in three-dimensional frames.

# 3.3.3 Hypothesis III – Average of the natural period of vibration weighted by the modal participation factor

The selected period of vibration in this hypothesis is the composition of natural period of vibration weighted by the effective modal mass in the direction considered the greatest second-order effects impact. Herein, the weighted natural period of vibration can be obtained by Equation [3]:

$$T_{WeightedAverage} = T_1 U_1 + T_2 U_2 + \dots + T_n U_n \tag{3}$$

In which,  $T_n$  is the natural period of vibration of the n-th mode and,  $U_n$  the modal participation factor of the n-th mode in the considered direction. This hypothesis aims to verify the influence of the higher modes of vibration in the structure sensitiveness to the global second-order effects.

To illustrate hypothesis III natural period selection method, the first vibration modes of a 21-storey building (Model 2 geometry) are shown in Table [3]. Weighted by the effective modal mass, the weighted natural period of vibration in the assessed direction is calculated. In this example, it is intended to calculate the moment amplification (M<sub>2</sub>/M<sub>1</sub>) in the y-direction using the  $\chi_T$  parameter. From the presented effective modal mass in Table [3], the weighted period of vibration of hypothesis III is 5.49 s. The definition of the number of vibration modes to be used in this hypothesis was performed through a comparative study, in which the number of selected vibration modes were varied, according to the total effective modal mass varied from 75% to 90% in the assessed direction.

The goal is to define the minimum number of vibration modes to be considered on Hypothesis III. Analyses were carried out for the models from Figures [2] to [6] with 10-storey, 20-storey and the maximum number of for each model. The results of this comparison are presented in Table [4]. Difference between the results obtained considering 75% and 90% of the total effective modal mass is small. The maximum difference, considering all the structures, was 2.4%. Therefore, the contribution can be disregarded and, it is recommended to adopt the number of natural periods that adds to 75% of total effective modal mass in the assessed direction (x or y).

# 4. Results and discussion

Modal analysis and second-order analysis results of each model are depicted in Figures [8]-[12]. From the modal analyses, curves were plotted referent to the effective modal mass percentage of the first vibration mode as a function of the number of floors for each model. From the global second-order analysis, the bending moment amplification factor ( $M_2/M_1$ ) of all columns in each direction were plotted for every node in the model (gray dots), as a function of the number of storey. Moment amplification factors lower than an unity were disregarded. Columns located at the base were defined as critical columns and, its moment amplification factors are highlighted in the graph, as an analysis criterion.

Adopting the criteria of each hypothesis presented above, the natural period of vibration was selected and used to calculate the simplified  $\chi_T$  parameter. The dashed vertical line in each graph indicates a change in the first vibration mode type (flexural, torsional, flexural-torsional, etc.) of the structure as a function of the number of storey. Table [5] presents a descriptive legend aimed to summarize the analyses discussed herein; each hypothesis is represented by a different type and line color. The simplified  $\gamma_z$  parameter, presented in the Brazilian standard ABNT NBR 6118:2014 [2], is also plotted for comparison and validation of the obtained results. Following, a detailed discussion is presented for the modal analysis and the global second-order effects analysis through the simplified  $\chi_T$  parameter.

### Table 4

Comparative analysis between  $\chi_T$  values obtained with hypothesis III, varying the number of modes of vibration in function of total mobilized mass – 75% and 90%

Madal	Madal Direction		10-Storey		torey	Maximum number of storey	
woder	Direction -	75 %	<b>90</b> %	75 %	<b>90</b> %	75 %	<b>90</b> %
1	Х	1,027	1,028	1,069	1,077	1,079	1,089
I	Y	1,122	1,036	1,112	1,132	1,153	1,158
0	Х	1,052	1,057	1,147	1,166	1,159	1,179
Z	Υ	1,066	1,068	1,235	1,252	1,261	1,277
2	Х	1,044	1,049	1,124	1,138	1,205	1,230
3	Υ	1,035	1,035	1,146	1,150	1,302	1,303
4	Х	1,044	1,045	1,117	1,131	1,428	1,453
4	Υ	1,023	1,023	1,086	1,088	1,378	1,393
F	Х	1,024	1,025	1,100	1,103	1,046	1,047
Э	Υ	1,046	1,047	1,179	1,185	1,082	1,084
4	Х	1,014	1,015	1,055	1,057	1,119	1,123
0	Y	1,035	1,038	1,121	1,128	1,251	1,265
7	Х	1,010	1,011	1,031	1,033	1,082	1,083
/	Υ	1,019	1,020	1,058	1,061	1,172	1,177
0	Х	1,016	1,017	1,047	1,048	1,108	1,113
0	Υ	1,015	1,015	1,038	1,039	1,082	1,086
0	Х	1,067	1,069	1,197	1,204	1,207	1,215
9	Y	1,070	1,072	1,258	1,268	1,256	1,287

# Table 5

Informative legend for the result graphs

Legend	Name	Description
<b></b>	$\chi_{T(I-1^{st}}$ Flexural Mode Reis <i>et al.</i> (2017))	Hypothesis I (1 <sup>st</sup> flexural mode)
	$\chi_{T(II - 1}$ st Mode of Vibration)	Hypothesis II (fundamental mode of vibration)
<b>—</b> •	$\chi_{T(III - Weighted Average)}$	Hypothesis III (weighted average)
0	Columns	Columns Amplification M <sub>2</sub> /M <sub>1</sub>
	γ <sub>z</sub>	Coefficient $\gamma_z$ values
	Critical columns	Critical columns amplification $M_2/M_1$

### 4.1 Modal analysis

The structure's dynamic characteristics are investigated through the modal analysis. The first vibration mode shapes and the respective natural period of vibration were determined. Figures [8] and [9] present the effective modal mass percentage for the fundamental

vibration mode in the x-direction, y-direction and rotation along the z axis as a function of each assessed geometry. The graphs depict the fundamental vibration mode according to the number of storey. Therefore, the direction with more significant effective modal mass values indicate the structure's type of the vibration mode shape. In Figure [8], for instance, the y-direction curve for Model 1 pres-



# Figure 8

Effective modal mass of the first mode of vibration for models 1, 2, 3, 4, 5 and 6
## Table 6

Fundamental mode of vibration direction as function of the number of storey for the assessed models

Medela		1 <sup>st</sup> mode of vibre	ation (fundamental)	
woders	X-Flexural	Y-Flexural	Torsional	Y-Flexural/Torsional
1	-	15-22 Storey	1-14 Storey	-
2	-	12-21 Storey	1-11 Storey	-
3	1-14 Storey	-	-	14-28 Storey
4	1-43 Storey	-	-	-
5	-	24-27 Storey	1-23 Storey	-
6	-	-	1-18 Storey	19-30 Storey
7	-	9-30 Storey	3-8 Storey	-
8	8-33 Storey	-	3-7 Storey	-
9	-	14-21 Storey	1-13 Storey	_

ents an increase on the effective modal mass for the models with 14 storey or more in comparison to the other directions. Below 14 storey, the predominant mode shape is torsional mode shape. Table [6] summarizes the fundamental vibration mode type of all models as a function of the number of storey.

Table [6] depicts also a great number of geometries with torsional vibration mode, which, indirectly, represents structures vulnerable to torsional effects. It must be pointed out that this behavior is usually avoided in the structural design because of the requirement of special rebar detailing related to torsional forces and additional lateral displacements that can be caused due to the combined action of torsion and bending moments. These structures, however, are

studied to verify the simplified  $\chi_{\tau}$  parameter capacity in evaluating the global second-order effects in structures with significant eccentricity between the rigidity center and mass center.

#### 4.2 Global second-order effects analysis (λ<sub>τ</sub> parameter)

The global second-order effect was evaluated through a P- $\Delta$  analysis. Its bending moment amplification results for each column are plotted for every node. It is intended to compare the bending moment amplification from a more accurate analysis, the P- $\Delta$  analysis, and the moment amplification from the  $\chi_T$  parameter.





#### Figure 9

Effective modal mass of the first mode of vibration for models 7, 8 and 9



Moment amplification  $\rm M_2/M_1$  in function of the natural period of vibration in the assessed direction – Models 1, 2, 3



Moment amplification  $\rm M_2/M_1$  as function of the natural period of vibration in the assessed direction – Models 4, 5, 6



Moment amplification  $M_2/M_1$  as function of the natural period of vibration in the assessed direction – Models 7, 8, 9

Figure [10], [11] and [12] show the results of the global secondorder effects in the x and y-direction, where all hypotheses results are compared, for each model and direction. The moment amplification obtained with the P- $\Delta$  analyses are presented as a function of the number of storey.

It must be emphasized that, the comparison intends to verify the simplified  $\chi_T$  parameter accuracy to evaluate global second-order effects in regular and irregular three-dimensional frames. Then, it is expected to evaluate limitations in the use of the  $\chi_T$  parameter. For instance, using the fundamental natural period of vibration, independently of the direction, the  $\chi_T$  parameter is evaluated in structures with torsional and flexural-torsional vibration modes. Also, the influence of higher vibration modes is studied.

The bending moment amplification factor calculated using the simplified  $\chi_T$  parameter (Hypothesis I) and the bending moments in the critical columns increase with the number of storey in each model, as mentioned by Reis *et al.* [17]. This systemic increase reinforces that the natural period of vibration and moment amplification due to global second-order effects are related.

As expected, the most flexible direction presented the greatest values for the moment amplification factor. However, it is noticed that when there is a change in the first vibration mode shape, the results for the  $\chi_T$  parameter and the critical columns are significantly different. One can clearly note that, observing the results for Model 5 in the y-direction. At the point that the first mode of vibration changes from torsional to flexural in y-direction, the parameter curve has a pronounced shift. In this model, for structures with 23 storey or less, the first flexural mode of vibration in the y-direction is the second global vibration mode. Thus, in hypothesis I, it is the second natural period of vibration that must be used (Figure [11]). For structures, with more than 23 storey, the fundamental vibration mode (first vibration mode) is flexural. For the 24-storey building, specifically, the fundamental mode of vibration in y-direction has an effective modal mass less than 35%. Therefore, in Hypothesis I, the second natural period of vibration was adopted for the simplified parameter calculation. Only in structures with more than 25 storey, the first vibration mode in y-direction present effective modal mass participation greater than 35%, which explains the shift in Hypothesis I curves on Figure [11].

#### Table 7

Structures modes of vibration of Models 1, 2, 5 and 9

The fundamental mode of vibration meets the hypothesis criteria and, therefore, the natural period of vibration that must be used is the fundamental natural period of vibration, which increases significantly the  $\chi_{T}$  parameter. It can be observed that Hypothesis I, adopted originally by Reis *et al.* [17], reaches conservatives values for the moment amplification factor, when compared only with the moment amplification factor for the critical columns. It represents a upper bound for the other structure columns [17]. Comparing the  $\chi_{T}$  parameter (hypothesis I) with  $\gamma_{z}$  parameter, Model 1 presented values similar, with maximum difference of 0,71% between both parameters. This behavior was also noted in Model 6 for the x-direction. The maximum difference was 2,60% in the 30-storey structure. If this comparison is carried out for the other models, however, the differences were pronounced, indicating conservative values for the  $\chi_{T}$  parameter in relation to  $\gamma_{z}$  parameter.

One can note that the torsional mode is the fundamental vibration mode as shown in frames with 14 storey or less for Model 1, frames with 10 storey or less for Model 2 and, frames with 23 storey or less for Model 5.

For these structures, it is observed that the  $\chi_{T}$  parameter given the first vibration mode (fundamental period – hypothesis II) is similar to the  $\chi_{T}$  parameter from the original hypothesis proposed by Reis *et al.* [17] (hypothesis I), when considering the direction with smaller stiffness. Although the fundamental vibration mode is torsional, the results similarity is due to the second mode shape being flexural; the maximum difference being of 8,0%. Table [7] presents the first three vibration modes characteristics for Models 1, 2, 5 and 9, that showed similar results.

For Model 1, the maximum difference between hypotheses I and II curves was 0,66% in a 14-storey building. It can be observed in Table [7], that the first vibration mode of Model 1 was torsional, and the second vibration mode was flexural in the y-direction. Thus, the  $\chi_{T}$  parameter calculated with hypothesis II (first mode) considers the first natural period of vibration (3,39 s), while hypothesis I (first flexural mode of vibration in the considered direction) considers the value corresponding to the second period of vibration (3,38 s). The natural periods of vibration are very similar, which explains the small difference between the curves. One can also note this observation in Model 2 in the y-direction. The maximum difference

Model	Model of vibration	Natural period of vibration (s)	Mode of vibration type
N4     ]	1°	3.39	Torsional (rotation along z-axis)
(14-Storey)	2°	3.38	Flexural in y-direction
	3°	2.64	Flexural in x-direction
	۱°	2.95	Torsional (rotation along z-axis)
(10-Storey)	2°	2.84	Flexural in y-direction
(10 01010))	3°	2.50	Flexural in x-direction
	1°	7.47	Torsional (rotation along z-axis)
(23-Storey)	2°	7.04	Flexural in y-direction
(20 01010))	3°	5.73	Flexural in x-direction
	۱°	3.71	Torsional (rotation along z-axis)
(10-Storey)	2°	3.44	Flexural in x-direction
	3°	3.34	Flexural in y-direction



Maximum differences between hypothesis III values and moment amplification for the critical column in each direction of the assessed models

between using hypothesis II (first mode) and the hypothesis I (first flexural mode – Reis *et al.* [17]) was 1,29% in a 10-storey building. In Table [7] shall be noted that the first natural period of vibration (2,95 s) and the first flexural natural period of vibration in the y-direction (2,84 s) have close values. The difference between the natural period of vibration values is 3,87%, which leads the simplified  $\chi_{T}$  parameter to similar values in both hypotheses.

When considering these structures flexibility in the x-direction (natural period of vibration presented in Table [7], there is considerably difference between the value of the moment amplification factor for the fundamental period of vibration (hypothesis II) and the other hypotheses. If the fundamental period of vibration is used in threedimensional frames, independently from the assessed direction, the moment amplification for the global second-order effects are conservative when applied to the direction with greatest stiffness. Besides that, once the simplified method is used, the structural engineer is led to verify the building vulnerability to torsion and the authors understand that is an important consideration to be taken in account during the structural design and structural system conception.

On the other hand, the effective modal mass participation factor, aforementioned, is capable to accurately assess the moment amplification factor given that the structure is susceptible to vibration modes with torsional components (flexural-torsional mode shapes). However, considering the value of the natural period of vibration corresponding to the flexural vibration mode, the simplified parameter approaches the moment amplification for the critical columns as an upper bound, particularly in the direction with lower stiffness. The objective of the hypothesis III development is to verify the influence of higher vibration mode shapes in the  $\chi_{\rm T}$  parameter behavior. To assess this hypothesis results, the period of vibration adopted in the parameter is calculated by weighted average of the natural period of vibration, considering the effective modal mass participation in the studied direction.

Hypothesis III results presented values similar to the moment amplification for the critical columns in each direction. Figure [13] presents a comparison between the maximum differences obtained using the  $\chi_{T}$  parameter – hypothesis III and the moment amplification factor for the critical columns of each model. The maximum difference between hypothesis III curves and the moment amplification for the critical columns was 4.65%. This difference was observed considering all geometries from the nine models studied herein, varying the number of storey and the assessed direction for the lateral load (x and y).

The authors would like to emphasize the importance in considering higher modes of vibration in the simplified  $\chi_T$  parameter analyses, with the equation presented by Reis *et al.* [17]. For Model 9, which were obtained with the redesign of Model 2 as storey were introduced, hypothesis III results are similar to the moment amplification in the critical columns. Note that this structure presents stiffness variation along the building's height and floor-plan asymmetry; these considerations are more realistic situation in structural design.

One can note that, for this model, there are cases in which the moment amplification for the critical columns reduces, as the number of floors increases. This reduction can indicate a case in which the critical column has its participation in the structural global stiffness reduced because of the new design. Or, a case in which, after the redesign, another column was considered critical; in other words, presented higher internal forces.

Figure [14] shows the changes of the elements' dimensions in the ground floor for 12-storey and 13-storey structures. Both models are based on Model 9 geometry. Columns P9 and P17 are high-lighted in Figure [14]; these are the columns with the greatest bending moment in the 12-storey and 13-storey buildings, respectively. The overturning moment values of columns P9 and P17 for the 12-storey and 13-storey buildings of Model 9 is presented in Table [8]. Columns' section and moment of inertia is also presented in Table [8]. P9 is the critical column in the 12-storey building. The overturning moment is 144,9 kN.m and the moment amplification factor ( $M_2/M_1$ ) is equal to 1,16. For the 13-storey building, however, column P17 presents an overturning base moment of 205,5 kN.m, which is greater than the moment in the

#### Table 8

Overturning base moment of critical columns for 12-storey and 13-storey structures - Model 9

Number of Storey	Column	Base cross section (cm x cm)	Moment of Inertia in x-direction (cm <sup>4</sup> )	1 <sup>st</sup> order base moment – M1 (kN.m)	Final base moment – M2 (kN.m)	Amplification M2/M1	Critical column
10 Storov	P9	20 x 88	597226.68	124.6	144.9	1.16	Х
12-3101ey	P17	50 x 50	520833.33	108	123.5	1.14	-
12 Storov	P9	25 x 88	767158.33	136.3	156.5	1.15	-
13-3101ey	P17	45 x 65	1029843.75	180.8	205.5	1.14	Х



Cross section of P9 and P17 columns in the ground floor for 12-storey and 13-storey structures - Model 9

P9 column (156,5 kN.m) and the moment amplification factor is 1,14. One can note that the moment amplification factor was reduced, even with an increase in the number of storey, from 12 to 13 storey. The reduction is explained by the fact that the critical column is different in both analyses. Hypothesis III curves also presented shifts in the same points in which these changes were noticed. Therefore, the simplified method was also sensitive to these structural behavior changes.

In general, applying the original equation (Hypothesis I) resulted in conservative moment amplification factor in relation to the critical columns. This can be explained by adoption of a displacement function that only satisfies the essential boundary conditions. The weighted natural period of vibration improved significantly the accuracy of the moment amplification factor. The weighting is a correction for the system's stiffening arising from the original formulation. Once the structural system becomes more flexible, there is improvement of the simplified analysis representation for the critical columns.

# 5. Conclusions

This paper presented the applications and limitations of a simplified parameter, based on the natural period of vibration, used to evaluate the global second-order effects on irregular reinforced concrete structures. The objective was to evaluate the  $\chi_T$  parameter applicability to irregular structures susceptible to torsion. Nine models with different geometries were assessed. The models presented different patterns of irregularity on the floor plan and stiffness variations. In addition, two new hypotheses for the  $\chi_T$  parameter were proposed. It was intended to verify the importance of the vibration mode direction on the  $\chi_T$  parameter and, also verify the contribution of the higher vibration modes in the global second-order effects.

The obtained results have demonstrated that the  $\chi_{\tau}$  parameter is a promising estimator for the global second-order effects, even in irregular reinforced concrete structures. More accurate results are found when considering higher vibration modes.

Most of the models studied herein consisted of structures vulnerable to torsion. In other words, structures in which the first natural vibration mode is torsional or, structures with high effective modal mass for the rotation along the vertical axis (z-axis). From the results, it is clear that the simplified method proposed herein is able to capture the moment amplification factor for mixed vibration mode (flexural torsional) or predominantly torsional.

Moreover, the analyses indicate the importance of observing the structure fundamental vibration modes during structural design. Structures with torsional vibration mode as the fundamental mode indicates great eccentricities between the center of mass and center of rigidity, which leads to the conclusion that the structure is vulnerable to torsion and, the effects shall be carefully considered in the structural analysis. In order to avoid this behavior on the design of reinforced concrete frames, some corrective measures can be taken.

In addition, the simplified methodologies usually used to evaluate the global second-order effects have some restrictions on structures with torsional behavior; these methodologies do not present any indication of the fundamental vibration mode or information about the direction of the critical mode.

Therefore, the simplified analysis with the  $\chi_{T}$  parameter become an advantageous tool for the structural engineer. The coupled analy-

sis considering the modal parameters (period of vibration, vibration mode and, effective modal mass) lead to a better understanding of the type and direction of the structure vibration mode shape. Furthermore, this observation will provide to the structural engineer basis for any necessary precautions related to the structure vulnerability to torsional effects. For the application of the simplified parameter, it must be assured that the parameter is calculated with the periods of vibration associated with the flexural vibration mode for each direction.

The global second order analysis applying the  $\chi_{T}$  parameter with hypothesis II (fundamental vibration mode) presented excessively conservative results in the direction of the higher structural stiffness. Therefore, it is important to use the  $\chi_{T}$  parameter considering each orthogonal direction in the floor plan. The effective modal mass must be greater than 35% for the first flexural vibration mode in the assessed direction.

Hypothesis III, which considers an average natural period of vibration weighted by the effective modal mass, presented moment amplification similar to the moment amplification obtained for the critical columns in the design. The latter moment amplification was obtained through a P- $\Delta$  analysis. The maximum difference for the amplification curves of this hypothesis was 4,65% when compared with the moment amplification of the critical columns.

It must be emphasized that Model 7 and 8 are built structures in Brazil. And, Model 9 structures were redesigned as new storey were introduced, thus, representing real structural systems. These structures have stiffness variation along the building's height. The  $\chi_T$  parameter with hypothesis III was able to satisfactorily represent the moment amplification for the critical. Therefore, even if the stiffness changes along the building's height, as the modal analysis considers the global stiffness and mass matrices, the simplified parameter is capable of determining the moment amplification for the critical columns (critical in the structural design).

Finally, it must be emphasized that the  $\chi_{T}$  parameter equation used herein was developed considering a uniformly distributed lateral loading, which represents the wind load. New studies, however, may be carried out to adequate the parameter for wind loading variation along the building's height. In order to evaluate the global second-order effects in structures vulnerable to torsional effects, methodologies that consider the dynamic loading effects must be used. For instance, the synthetic wind methodology can be used in further studies.

# 6. Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of the São Paulo Research Foundation (FAPESP) under grant number 2015/18450-8, FAEPEX-UNICAMP under PAPDIC program number 1274/2015 and, and S4 Sistemas Estruturais. This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Finance Code 001.

# 7. References

 MONCAYO, W. J. Z.. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado, São Paulo, 2011, Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Concreto. – NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [3] PINTO, R. S.. Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado, São Paulo, 2002, Tese (doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- [4] AZEVEDO, A. F. F. L. C.. Análise tridimensional de estruturas metálicas incluindo os efeitos de segunda ordem, Portugal, 1993, Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- [5] ZIEMIAN, R. D.. Guide to Stability design criteria for metal structures, Wiley, 6th edition, 2010.
- [6] ZALKA, K. A. Global Structural Analysis of Buildings. E & FN Spon. London. 2000
- [7] RUTENBERG, A. A Direct P-Delta Analysis Using Standard Plane Frame Computer Programs. Comput. Struct., Vol. 12.,1981;
- [8] WILSON, E. L.; EERI, M. e HABIBULLAH, A.. Static and Dynamic Analysis of Multi-Story Buildings Including P-Delta Effects. Earthquake Spectra, Vol. 3(2), pp. 289-298, 1987.
- [9] WHITE, D. W; SUROVEK, A. E. e KIM, S-C. Direct Analysis and Design Using Amplified First-Order Analysis: Part 1 – Combined Braced and Gravity Framing Systems. AISC Eng. J., Vol. 44, No. 4, pp. 305-322, 2007a.
- [10] WHITE, D. W; SUROVEK, A.E. e CHANG. C-J. Direct Analysis and Design Using Amplified First-Order Analysis. Part 2 – Moment Frames and General Framing Systems. AISC Eng. J., Vol. 44(4), pp. 323-340, 2007b.
- [11] VANDEPITTE, D.. Non-iterative Analysis of Frames Including the P-∆-effect. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 2(2), pp. 3-10, 1982
- [12] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Specifications for Structural Steel Buildings, Chicago, 2010.
- [13] FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. Coloquium on the CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro. Proceedings, p. 307-323, 1991.
- [14] VIEIRA, V. V. S.; RODRIGUES JUNIOR, S. J., VELOSO L. A. C. M.. Global stability analysis of reinforced concrete buildings using the  $\gamma_z$  coefficient, Revista IBRAC-ON de Estruturas e Materiais, Volume 10, Number 5, p.1113-1140, 2017.
- [15] FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C.. Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs, Revista IBRACON de Estruturas e Materiais 8(2), p.196-209, 2015.
- [16] STATLER, D. E.; ZIEMIAN, R. D.; ROBERTSON, L. E.. The natural period as an indicator of second-order effects, in Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council, 2011.
- [17] REIS, D. G.; SIQUEIRA, G. H.; VIEIRA Jr., L. C. M., ZIEMI-AN, R. D.. Simplified approach based on the natural period of vibration for considering second-order effects on reinforced concrete frames. International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 18 (5) 2017.
- [18] RAYLEIGH, J. W. S. L. Theory of Sound, vol. 2, Dover Publications, New York, 1945.

- [19] PAULTRE, P. Dynamics of Structures. Wiley-ISTE, New York, 2010.
- [20] MAMONE, R. G.; SIQUEIRA, G. H.; VIEIRA., L. C. M.; The use of natural period of vibration as a simplified indicator of second-order effects for RC frames, International Journal of Structural and Civil Engineering Research Vol. 7, No. 1, February, 2018.
- [21] S4 Sistema Building: version 4.0. Developed by S4 Sistemas. Curitiba, 2015. Available in: http://s4sistemas.com.br/.
- [22] SAP2000: version 17.3.0. Developed by Computers and Structures, Inc., Berkley, 2015. Available in: http://www.csiamerica.com.
- [23] FONTES, F. F. e PINHEIRO, L. M., Analysis of a building by different structural models. Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. SIMP0225 – p.233-250. ISBN 85-86686-36-0, Abril, 2006.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. – NBR 6123, Rio de Janeiro, 1988.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# **Experimental and numerical evaluation of mortar specimens shape and size influence on compression tests**

Avaliação experimental e numérica da influência da forma e dimensão de corpos de prova de argamassa em ensaios de compressão







D. F. A. CAPRARO <sup>a</sup> diegocapraro@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-5261-5689

A. P. B. CAPRARO a anapcapraro@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6270-6568

M. A. ARGENTA a marco.argenta@ufpr.br https://orcid.org/0000-0003-1183-7896

M. H. F. MEDEIROS a medeiros.ufpr@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-3112-9715

# Abstract

The axial compressive strength of cementitious compounds is an important parameter for classification, quality assessment and material design. The values obtained in tests are influenced due intrinsic properties of the compounds and external factors such specimen size and shape. The present work aims to evaluate experimentally and numerically using finite element method, the specimen shape and dimension influence over results of the mortar axial compressive strength test. The specimen geometry aspects are cubic, (4x4x4) cm, column with height/thickness ratio equals two prismatic, (4x4x8) cm, beam with height/thickness ratio equals one prismatic also with dimensions (4x4x8) cm however tested with horizontal 8 cm dimension and 5 cm diameter cylindrical with 5 cm and 10 cm of height. Specimen material are strong and weak mortar. We tested five specimen of every mortar strength one for each geometry therefore ten specimen total at 28 days of age. The cylindrical specimen resulted in lower mechanical strength results diverged. Ones with height/thickness ratio equals one, i.e., cubic and beam, resulted in higher strength then one with height/thickness ratio equals one yerify these results indicating equally height/thickness ratio equals one geometry with higher strength. This could be happening because in height/thickness ratio equals one geometry the maximum principal stress values (tractions) are lower.

Keywords: axial compression, strength test, specimen shape, specimen size, numerical analysis.

# Resumo

A resistência à compressão axial de compostos cimentícios é um parâmetro importante para classificação, aferição de qualidade e dimensionamento desses materiais. Os valores obtidos nos ensaios são diretamente influenciados pelas propriedades intrínsecas dos compostos e por fatores externos, como dimensão e forma dos corpos de prova. O presente trabalho tem por objetivo avaliar experimentalmente e numericamente, por meio do método dos elementos finitos, como a forma e a dimensão dos corpos de prova influenciam no resultado do ensaio de resistência à compressão axial de argamassas. Foram ensaiados dois traços de argamassa, um considerado forte e outro fraco, em cinco diferentes configurações, três delas prismáticas, (4x4x4) cm, (4x4x8) cm (de pé; relação altura/espessura de 2) e (4x4x8) cm (deitado; relação altura/espessura de 1), e outras duas cilíndricas, com diâmetro de 5 cm e alturas de 5cm e 10cm. O ensaio foi realizado aos 28 dias de idade e foi notada menor resistência mecânica para os corpos de prova cilíndricos. Quanto às dimensões dos corpos de prova, foi notada resistência equivalente no caso dos cilíndricos para as duas relações altura/diâmetro adotadas (2,0 e 1,0). Contudo, o mesmo não ocorreu com os corpos de prova prismáticos, que apresentaram resistências superiores para a relação altura/espessura igual a 1,0. A análise numérica corrobora os resultados obtidos em laboratório, indicando maior resistência dos corpos de prova prismáticos com menor relação altura/espessura, devido aos menores valores de tensões principais de tração.

Palavras-chave: compressão axial, ensaio de resistências, formato do corpo de prova, tamanho do corpo de prova, análise numérica.

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil

Received: 13 Nov 2017 • Accepted: 27 Jun 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

# 1. Introduction

The axial compressive strength of cementitious compounds is an important parameter for classification, quality assessment and material design. Its value could be determined by means of uniaxial compression tests of specimens specially molded to this purpose [1].

The specimens may vary in dimension and shape, depending upon the local standards and used materials.

According to Muciaccia, Rosati and Di Luzio [2], despite the size and shape influence of concrete specimens on axial compression test, there are not many studies regarding this effects, when compared to other mechanical tests. For mortar, the available data is smaller because little information is found about.

The aim of this work is study the influence of mortar test specimens shape and dimension variables, when submitted to the axial compression strength test, considering two test specimens dimensions suggested by Brazilian standards, (4x4x4) cm and (4x4x8) cm, moreover a cylindrical shape of 5 cm diameter with 5 cm and 10 cm heights.

We developed an experimental laboratory program for the study, with two mortar traces for molding the specimens, a rich one (greater amount of binders) and a poor one (smaller amount of binders). In parallel, we also made numerical simulations in a commercial software (SIMULIA ABAQUS R / CAE 6.14), based in finite elements (MEF), for experimental and numerical results comparations.

# 2. Literature review

Brazil specific standards for molding and testing mortar and concrete specimens are NBR 13279 [3] and NBR 5739 [4], respectively. NBR 13279 [3] establishes a method for coating and laying mortars traction (at three point bending) and compressive strength determination at hardened state. About specimens dimensions and shape the standard determines the use of prismatic molds with dimensions equal to (4x4x16) cm. First one must test the specimen, according to NBR 13279 [3], in traction at three point bending, in which the load is applied at prismatic specimen mid length, breaking it in half, resulting in two parts of approximately (4x4x8) cm. In sequence, the two parts are submitted to axial compression test, with load applied at cross section area (4x4) cm, being ratio height/thickness equal to 1.

There are, however, another Brazilian standard, NBR 15961-2 [5] aimed to structural masonry that also specifies specimens shape for axial compression strength test. This standard recommend cubic shape, similar to the one specified by American standard ASTM C 109 [6], with different dimensions from the ones presented in NBR 13279 [3] standard (4x4x4) cm. Figure 1 presents the configuration of the test specimens according to Brazilian standards.

Depending on the country, different geometric models shapes for concretes compressive strength determination are used. Europe use cubic shape, while Brazil [4], USA [7] and other nations [8] use cylinders. Brazilian standard for concrete compressive strength test, NBR 5739 [4], precognizes the use of cylindrical specimens with the ratio height/diameter 2.02>(h/d)>1.94. In cases when the ratio is below 1.94 the standard establishes correction factors ranging from 1 (h/d=2.0) until 0.87 (h/d=1.0).

Chin, Mansur and Wee [9] evaluated the influence of the ratio height/ diameter for concrete cylindrical specimens axial compression strength test. According to authors, a ratio h/d equal to two is more adequate, because values smaller than 1.5 increases rapidly strength due to bearing plates restriction. For ratios height/diameter ranging from 2.0 to 3.0 the study of Medeiros *et al.* [10] did not indicate significant differences in concretes of 20 and 30 MPa. Literature indicates that, generally, smaller test specimens lead to greater strength, as indicated in studies of Cupertino *et al.* [11] and Kaish *et al.* [12]. There are studies indicating that stresses and deformations peak decrease when ratio height/thickness is reduced, leading to greater strengths [13].

According to Kaish *et al.* [12], concrete specimens confinement also leads to greater strength, more accentuated in low ratio height/thickness specimens.



#### Figure 1

Mortar specimens configurations for the axial compression strength test. (A) Configuration according to NBR 13279 [3]. (B) Configuration according to Annex D of NBR 15961-2 [5]

# Table 1Mix proportions used in this work

Mortar type	Mix proportion (Cement:Lime:Sand:Water) by volum	Mix proportion (Cement:Lime:Sand:Water) by mass	Ratio (Water/Binder)	Cement consumption (kg/m <sup>3</sup> )
Poor	1.0:1.0:6.0:4.5	1.0:0.8:4.8:1.5	0.833	240
Rich	1.0:0.5:4.5:3.0	1.0:0.4:3.6:1.0	0.714	333

NBR 5738 [14] establishes that specimen diameter should be three times over the coarse aggregate maximum characteristic dimension, in order to simulate properly material conditions of isotropy and homogeneity.

According to BS EN 12504-1 [15] a decrease in concrete specimens diameter also reduces the axial compression strength. This fact was observed in Medeiros *at al.* [10] work, which same material specimens had greater strengths for 10 cm diameter when compared with 5 cm one.

When comparative analysis is made between cylindrical and cubic specimens mechanical strength, authors Hamassaki e Santos [8] affirm that, for the same concrete, the strengths in cubes are greater than the ones obtained in cylinders. Lima e Barbosa [16] have results of correlation between cylindrical test specimens, (15x30) cm and (10x20) cm, and cubic ones, (15x15) cm and (10x10) cm. Comparisons made by authors, at the 28 days of concretes age, showed that cylindrical specimens compressive strength was 30% to 40% smaller than the cubic ones.

Analyzing the impact of cylindrical and prismatic mortar specimens shape difference, Nalon *et al.* [17] once again indicates smaller values for cylindrical specimens, especially for weaker traces.

Considering how this specimens fail, Kotsovos [18] said that fissures started to be aligned towards the load in the central zone (Figure 2), at a load level near the maximum load capacity of specimens, and maximum load capacity is reached when the last traction strength of this zone is reached. The researcher also states that the press restriction, due to friction, is fundamental for the specimens rupture mode; however the last load of the test is not altered significantly by this restriction.

Bezerra *et al.* [19] executed an experimental program whose objective was the analysis of specimens with hourglass shape, corresponding to the central nucleus of cylindrical and prismatic specimen. Results indicate lower influence of press restriction in hourglass shape specimens, when those were compared to cylindrical ones.

# 3. Materials and experimental program

The experimental program consisted in mortar specimens molding aiming to test them for axial compression strength at 28 days of age.

(greater amount of binders) and another one poor (smaller amount of binders). Table 1 shows data for this two mortars. Traces were elaborated based on BS EN 998-2 [20] and the amount of water added to the mixture was dosed in order to reach the NBR 13276 [21] requirement, that recommends a consistency index of 260 +/-5mm, tested by means of the consistency index table. The cement used was of type Portland composed, with specific

We decided to adopt two traces of mortar, one considered rich

mass equal to  $3.00 \text{ g/ cm}^3$  and addition to Pozzolana, classified as CP-II-Z 32 according to NBR 5736 [22]. Lime used was of dolomite type, classified as CH-III according to NBR 7175 [23] and with specific mass of  $2.35 \text{ / cm}^3$ , typically used for masonry laying.

The fine aggregate used was natural sand, from the region of "São Luiz do Purunã". In material characterization tests it had specific mass equal to  $2.38 \text{ g/ cm}^3$  [24] and content of powdery equal to 10.13% [25].

The procedure of mortars mixing and axial compression test were done according to Brazilian standards NBR 13276 [21] and NBR 13279 [3], respectively. The mortar had to be previously mixed in slow speed, with the lime, sand and 80% of kneading water, because it has lime in its composition. After being mixed and weighted it was left in rest during 24 hours in order to avoid late hydration of the lime and possible material fissures. After this interval, it was



# Figure 2

Stages of axial compressive strength test on cylindrical specimens Source: Kotsovos (2015)

#### Ratio height/ thickness Name Shape Size (cm) Pris.8 (Standing) Prismatic $(4 \times 4 \times 8)$ 2 Pris.8 (lying) Prismatic (4 x 4 x 8) 1 Pris.4 Cubic 1 $(4 \times 4 \times 4)$ Cil.5 1 Cylindrical $\Phi = 5$ and h = 5Cil.10 $\Phi = 5$ and h = 10 2 Cylindrical

Series studied specimens configuration

Table 2

weighted again and then cement, the remaining of the water and the water lost due to evaporation during the period were added to the mixture.

Five configurations were adopted for the test specimens, three of them prismatic: (4x4x4) cm, (4x4x8) cm (standing; ratio height/thickness of 2) and (4x4x8) cm (lying; ratio height/thickness of 1); and two cylindrical ones, with diameter of 5 cm and heights of 5 cm and 10 cm. Table 2 shows the studied series, as well as the nomenclature adopted to each one of them.

Densification was made with vibrating table and, at the end of filling; the upper section of the molds was leveled and protected with plastic film in order to avoid excessive water loss. Unmolding was made 48 hours later and the specimens stored in a dry chamber environment with controlled moisture and temperature (U.R.<50% and  $20\pm2$  °C), until the age of 28 days for rupture. This type of specimens conditioning was adopted in order to simulate conditions near to what happens with those mortars when applied in works of structural masonry, where no cure is made and the drying of the mortar happens in conditions of work environment.

The specimens rupture was made in a press with maximum capacity of 100 kN of Brand EMIC with load speed of 500 N/s. In order to ensure the parallelism between the faces of load application were used elastomeric supports, in other words, synthetic rubber reinforced with steel plates, commercially known as neoprene.

For each trace adopted and each configuration of test specimen ten samples were evaluated. Aiming to eliminate spurious values, results differing in 10% or more of the average were neglected. The averages obtained with the proposed test were statistically evaluated by means of Tukey's test, with 95% of confidence.

# 4. Numerical simulation

Numerical simulation consisted in modeling axial compression test by means of the finite element method, aiming to verify the influence of shape and ratio height/thickness (h/t) comparing with specimens experimentally tested, using the student software SIMULIA ABAQUS R / CAE 6.14.

Tridimensional solid elements (C3D8R) were used in tests, applied to the same specimens geometries tested in experimental pro-



#### Figure 3

Compression strenght at 28 days in the strong mortar specimens

gram. All elements had 8 nodes, 6 degrees of freedom each and second order polynomial interpolation with reduced integration.

The finite element mesh size was considered proper after a mesh convergence test, resulting in elements final size of approximately one twentieth of the thickness of the specimen, in other words, with approximately 5mm of edge.

A static load was applied incrementally using load steps in the specimens top representing the test press displacement. Contour conditions restraining vertical displacements at base and horizontal ones at top and bottom faces, representing the friction of the steel of the press and mortar.

Were considered as input data elasticity modulus obtained in the linear portion of compressive strength test curve and constant 0.2 [26] Poisson's coefficient obtained from literature, due to the fact that simulations respect the linear elasticity limit of the material.

# 5. Results and discussions

Results from compressive strength at 28 days allowed the distinction between the two studied mortars, rich and poor, as expected. Figures 2 and 4 show the results obtained for rich and poor trace mortars, respectively. Besides, the mortars standard behavior due to the used specimens influence, was similar for both traces of mortar. Analyzing the results of Figure 3 and 4 and applying Tukey's test, was possible to notice statistical difference for both traces, between prismatic specimens, of ratio height/thickness equal to 1, being Pris. 8 (lying) more resistant than Pris. 4. The result obtained is coherent, since the condition indicated as more resistant there is a spreading of stresses, generating a greater area of mobilization because, despite the contact area being the same for the configuration of both standards, the area of the transversal section is greater than the one of the lying test specimen (NBR 13279 [3]). This difference between the two series (Pris. 8 lying and Pris. 4) indicates behavioral disagreement, in terms of rupture stress, for configurations proposed by NBR 13279 [3], destined to mortar for lying and coating, and by NBR 15961-2 [5], destined to mortar for structural masonry. This means that there is difference of results between the methods and that the laboratories control cannot generalize those methods of mortar in their internal procedure.

In the comparative analysis of ratio height/thickness of prismatic



Figure 4 Compression strenght at 28 days in the weak mortar specimens

specimens it is noted that a ratio equals 1 has greater results when compared with ratio equals 2. For mortar with rich trace the difference between Pris. 8 lying and Pris. 4 standing, reached 58%, while for poor trace the difference was approximately 73%. The smaller values for ratio height/thickness equal 2 corroborate studies made in concrete specimens, which had greater results for smaller ratios height/thickness, because of bearing plate restriction [12].

Comparatively analyzing the cylindrical specimens, for both traces, it was not possible to state that there was statistic difference between ratios height/thickness studied (1 and 2); in this case the effect of the change of height being less sensible than prismatic configuration one.

Finally, comparatively analyzing the results obtained for prismatic and cylindrical configurations, it was not possible to note that results of cylindrical configurations are smaller when compared to prismatic test specimens, for all cases . This result shows that the behavior of mortars is similar to the concrete one, reported by Lima and Barbosa [16]. For conventional concretes analysis, the mentioned study indicates that the reduction factor from a cubic test specimen to a cylindrical one ranges from 30% to 40%. Results from this experiment indicate reduction values near 42%, both for rich and poor mortars. However, for the first group this difference was noted between series Pris. 8 (lying) and Cil. 10 and, for the second one, between series Pris 8. (lying) and Cil. 5.

During the numerical analysis were observed greater traction stresses for ratio height/thickness equal 2 for both shapes of test specimens (cylindrical and prismatic), when compared with ratio equals to 1, according to Figure 5. In the image it is possible to observe a greater tensioned region in higher test specimens, increasing the probability of fail and causing a smaller rupture strength, as displayed in experimental results.



#### Figure 5

Numerical results of the maximum main stresses in the specimens: (A) Cyl. 5; (B) Cyl. 10; (C) Pris. 4; (D) Pris. 8 (Up)







Concentration of stresses in the corners due to the restriction of the press. (A) Numerical simulation; (B) Experimental test

The restriction due to specimen friction face in contact with bearing plate significantly modify stress distribution results. In the model with restricted transverse deformation, formation of stresses is noted at extreme faces of the prismatic test specimen (Pris. 8, standing). Figure 6 illustrate this situation in which transversal stresses



#### Figure 7

Distribution of the main stress , core compressed and confined in hourglass format to the cylindrical specimen happen near the interface and the corners end up over a state of triaxial compression, due to restriction of the lateral expansion of the test specimen. The experimental tests corroborate this result since the beginning of cracking happens at extremes vertices.

Specimens analysis presented a concentration of vertical stresses in the central part of the test specimen. This generated traction stresses in extremities and created a compressed and confined core in hourglass shape, according to Figure 7. Traction stresses at specimens more external part indicate the propagation of cracks, from outside to inside.

Using the specimen configuration suggested by NBR 13.279 [3], there are lateral areas in balance, forcing rupture dividing specimens in three parts, with central portion in the shape of hourglass. Figure 8 show the distribution of stresses from finite elements simulation and the respective experimental test. The image confirms the distribution of stresses at specimen load application side areas, as previously mentioned.

# 6. Conclusions

Results of this study allowed the understanding of the following aspects:

- Specimens shapes, suggested by the two Brazilian standards, for mortars axial compression strength test (Pris. 4 and Pris. 8 lying), had divergent results, both in experimental as well as in numeric analyzis, thus being possible to point a behavioral difference between formats;
- Test specimen Pris. 8 lying has more resistance than Pris. 4, despite both having the same load application area and the



Failure mode for NBR 13.279 test set configuration [3]. (A) Plot of the principal stress vectors; (B) Rupture observed in the experimental tests

same height/thickness ratio. This is due to the mobilization of the greater resisting area due to the spreading of stress;

- Regarding mortars there is a greater sensibility in the alteration of ratio height/thickness for prismatic test specimens than cylindrical ones;
- There is axial compression strength variation of mortars prismatic specimens when the ratio height/thickness is altered, explained by press plates restriction. Ratio equal to 1 provided greater results than relation equal 2, with almost 30% of increase;
- Numerical analysis showed concentration of traction stresses at specimens extremities throughout axial compression test. This result explains the behavior of cracks observed in the experimental tests; this is a cracking from outside to inside.
- Cylindrical specimens (Cil.10 and Cil.5) had smaller results than the prismatic ones (Pris. 8 standing and Pris. 8 lying) and that the cubic one (Pris. 4), in all of the studied cases. The greater percentage of reduction was near 42%, both for the rich and poor trace, comparing series Pris. 8 lying (greater resistance) and the series Cil. 10 (smaller resistance) and comparing Pris. 8 lying (more resistance) with Cil. 5 (the smaller in this case);
- Considering the items listed before it is recommended that the Brazilian standard NBR 13279 [3], in the next revision, adopts test specimen Pris. 4 ((4x4x4) cm), for mortars axial compression test, according to NBR 15961-2 [5], aiming at a greater standardization of results.

# 7. Acknowledgements

The authors thank the infrastructure and the support in human resources and financing to the Coordination of Improvement of Higher Level Personnel (CAPES), to "Fundação Araucária", to CNPq and to "Universidade Federal do Paraná – PPGECC/UFPR".

# 8. References

 GRANT, M. R.; SKALNY, J. P. A comparison of vibrated mortar and concrete cube test methods and variability in cube strength development. Cement and Concrete Research. Vol. 16, pp. 561-568. United States, 1986.

- [2] MUCIACCIA, G.; ROSATI, G.; DI LUZIO, G. Compressive failure and size effect in plain concrete cylindrical specimens. Construction and Building Materials. Vol. 137, pp. 185-194. 2017.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. - NBR 13279, Rio de Janeiro, 2005.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. - NBR 5739, Rio de Janeiro, 2007.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle do obras. - NBR 15961-2, Rio de Janeiro, 2011.
- [6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C109/C109M-16: Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement mortars. ASTM International, 2016.
- [7] ASTM C192/C192M-02. Standard practice for making and curing concrete test specimens in the laboratory. Annuak book of ASTM standards. Philadelphia, 2002.
- [8] HAMASSAKI, L. T.; SANTOS, R. F. C. Corpos de prova Soluções Inovadoras. Revista notícias da construção SIN-DUSCON. Novembro, 2013.
- [9] CHIN, M. S.; MANSUR, M. A.; WEE, T. H. Effects of shape, size and casting direction of specimens on stress-strain curves of high-strength concrete. ACI Materials Journal. V 94, pp. 209-2019. 1997.
- [10] MEDEIROS, M. H. F.; CAPRARO, A. P. B.; RÉUS, G. C.; ESCOBEDO, M. L. Resistência a compressão em testemunho de concreto: influência do fator de esbeltez, diâmetro da amostra e método de extração. Revista Eletrônica de Engenharia Civil. Vol. 13, pp. 240-250. 2017.
- [11] CUPERTINO, A. L. L.; CASTRO, A.; INÁCIO, J. J.; ANDRADE, M. A. S. Avaliação de fatores de ensaio que interferem nos resultados de módulo de elasticidade do concreto. In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto. Bento Gonçalves, 2007.
- [12] KAISH, A. B. M. A.; JAMIL, M.; RAMAN, S. N.; ZAIN, M. F. M. Axial behavior of ferrocement confined cylindrical concrete

specimens with different sizes. Construction and Building Materials. Vol. 78, pp.50-59. 2015.

- [13] SINAIE, S; HEIDARPOUR, A.; ZHAO, X. L.; SANJAYAN, J. G. Effect of size on the response of cylindrical concrete samples under cyclic loading. Construction and Building Materials. Vol. 84, pp.399-408.2015.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de copos de prova. - NBR 5738, Rio de Janeiro, 2015.
- [15] BRITISH STANDARDS INSTITUTION DRAFT FOR DEVEL-OPMENT. BS EN 12504: Testing concrete in structures. London, 2009.
- [16] LIMA, F. B.; BARBOSA, A. H. Influência do tamanho e do tipo do corpo de prova na resistência à compressão do concreto. 44º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON. Belo Horizonte, 2002.
- [17] NALON, G. H.; MARTINS, R. O. G. ; LIMA, G. E. S. ; ALVA-RENGA, R. C. S. S. Efeito da forma e do tamanho de corpos de prova na determinação da resistência à compressão e deformabilidade de argamassas mistas de cal e cimento. 22º Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciências dos Materiais. Natal, 2016.
- [18] KOTSOVOS, M. D. Finite-Element Moldeling of Structural Concrete – Short-Term Static and Dynamic Loading Conditions. CRC Press. London, 2015.
- [19] BEZERRA, U. T.; ALVES, S. M. S.; BARBOSA, N. P.; TOR-RES, S. M. Corpo de prova na forma de ampulheta: resistência à compressão de concretos e argamassas (análises numérica e experimental). Revista IBRACON de estruturas e materiais. Vol. 9 n.4, pp 510-524. IBRACON, 2016.
- [20] BRITISH STANDARDS INSTITUTION DRAFT FOR DEVEL-OPMENT. BS EN 998-2: Specification for mortar for masonry- Part 2: Masonry mortar. London, 2016.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do índice de consistência. - NBR NM 13276, Rio de Janeiro, 2005.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. Cimento Portland Pozolânico. - NBR 5736, Rio de Janeiro, 1999.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cal hidratada para argamassas - Requisitos. - NBR 7175, Rio de Janeiro, 2003.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. - NBR NM 52, Rio de Janeiro, 2009.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75µm, por lavagem. - NBR NM 46, Rio de Janeiro, 2003.
- [26] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto. 2ªed. São Paulo: PINI, 1997.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# **Experimental and numerical evaluation of mortar specimens shape and size influence on compression tests**

Avaliação experimental e numérica da influência da forma e dimensão de corpos de prova de argamassa em ensaios de compressão







D. F. A. CAPRARO <sup>a</sup> diegocapraro@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-5261-5689

A. P. B. CAPRARO a anapcapraro@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6270-6568

M. A. ARGENTA a marco.argenta@ufpr.br https://orcid.org/0000-0003-1183-7896

M. H. F. MEDEIROS a medeiros.ufpr@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-3112-9715

# Abstract

The axial compressive strength of cementitious compounds is an important parameter for classification, quality assessment and material design. The values obtained in tests are influenced due intrinsic properties of the compounds and external factors such specimen size and shape. The present work aims to evaluate experimentally and numerically using finite element method, the specimen shape and dimension influence over results of the mortar axial compressive strength test. The specimen geometry aspects are cubic, (4x4x4) cm, column with height/thickness ratio equals two prismatic, (4x4x8) cm, beam with height/thickness ratio equals one prismatic also with dimensions (4x4x8) cm however tested with horizontal 8 cm dimension and 5 cm diameter cylindrical with 5 cm and 10 cm of height. Specimen material are strong and weak mortar. We tested five specimen of every mortar strength one for each geometry therefore ten specimen total at 28 days of age. The cylindrical specimen resulted in lower mechanical strength results diverged. Ones with height/thickness ratio equals one, i.e., cubic and beam, resulted in higher strength then one with height/thickness ratio equals one yerify these results indicating equally height/thickness ratio equals one geometry with higher strength. This could be happening because in height/thickness ratio equals one geometry the maximum principal stress values (tractions) are lower.

Keywords: axial compression, strength test, specimen shape, specimen size, numerical analysis.

# Resumo

A resistência à compressão axial de compostos cimentícios é um parâmetro importante para classificação, aferição de qualidade e dimensionamento desses materiais. Os valores obtidos nos ensaios são diretamente influenciados pelas propriedades intrínsecas dos compostos e por fatores externos, como dimensão e forma dos corpos de prova. O presente trabalho tem por objetivo avaliar experimentalmente e numericamente, por meio do método dos elementos finitos, como a forma e a dimensão dos corpos de prova influenciam no resultado do ensaio de resistência à compressão axial de argamassas. Foram ensaiados dois traços de argamassa, um considerado forte e outro fraco, em cinco diferentes configurações, três delas prismáticas, (4x4x4) cm, (4x4x8) cm (de pé; relação altura/espessura de 2) e (4x4x8) cm (deitado; relação altura/espessura de 1), e outras duas cilíndricas, com diâmetro de 5 cm e alturas de 5cm e 10cm. O ensaio foi realizado aos 28 dias de idade e foi notada menor resistência mecânica para os corpos de prova cilíndricos. Quanto às dimensões dos corpos de prova, foi notada resistência equivalente no caso dos cilíndricos para as duas relações altura/diâmetro adotadas (2,0 e 1,0). Contudo, o mesmo não ocorreu com os corpos de prova prismáticos, que apresentaram resistências superiores para a relação altura/espessura igual a 1,0. A análise numérica corrobora os resultados obtidos em laboratório, indicando maior resistência dos corpos de prova prismáticos com menor relação altura/espessura, devido aos menores valores de tensões principais de tração.

Palavras-chave: compressão axial, ensaio de resistências, formato do corpo de prova, tamanho do corpo de prova, análise numérica.

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil

Received: 13 Nov 2017 • Accepted: 27 Jun 2018 • Available Online: 28 Mar 2019

This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

# 1. Introdução

A resistência mecânica à compressão de compostos cimentícios é um parâmetro básico utilizado para classificação, aferição de qualidade e dimensionamento desses materiais. Essa característica é determinada por meio de ensaios de compressão uniaxial de corpos de prova moldados especialmente para essa finalidade [1]. Os corpos de prova moldados para esse ensaio podem variar em dimensão e forma, dependendo da norma vigente no local e dos materiais utilizados.

Segundo Muciaccia, Rosati e Di Luzio [2], apesar da grande influência, ainda não existem muitos estudos quanto ao efeito do tamanho e da forma de corpos de prova de concreto para o ensaio de compressão axial, quando comparado a outros ensaios mecânicos. Para argamassa a disponibilidade de dados é ainda menor, visto que poucas informações são encontradas sobre o assunto.

O foco do presente trabalho foi o estudo da influência das váriaveis forma e dimensão de corpos de prova de argamassa quando submetidos ao ensaio de resistência à compressão axial, considerando as duas dimensões de corpos de prova sugeridos pelas normas brasileiras, (4x4x4) cm e (4x4x8) cm, e também o formato cilíndrico de diâmetro de 5 cm e alturas de 5 cm e 10 cm.

Para o estudo foi desenvolvida uma campanha experimental em laboratório sendo considerados para moldagem dos materiais dois traços, um rico (maior quantidade de aglomerantes) e outro pobre (menor quantidade de aglomerantes). Em paralelo também foram realizadas simulações numéricas em um software comercial (SIMU-LIA ABAQUS R / CAE 6.14) baseado em elementos finitos (MEF), procurando associar os resultados experimentais aos numéricos.

# 2. Revisão da literatura

No Brasil existem normatizações específicas para a moldagem e ensaios de corpos de prova de argamassa e concreto são elas a NBR 13279 [3] e NBR 5739 [4], respectivamente.

A NBR 13279 [3] estabelece um método para determinação da resistência à tração na flexão e da resistência à compressão de argamassas de assentamento e revestimento no estado endurecido. Quanto as dimensões e forma dos corpos de prova para o ensaio, o documento determina a utilização de moldes prismáticos com dimensões iguais a (4x4x16) cm. O primeiro ensaio a ser realizado, segundo a NBR 13279 [3], é o de tração na flexão, no qual o carregamento é aplicado no centro do corpo de prova prismático, rompendo-o e transformando-o em duas unidades de aproximadamente (4x4x8) cm. Na sequência as duas metades são submetidas ao ensaio de compressão axial, no entanto a carga é aplicada somente em uma área (4x4) cm, sendo a relação altura/espesssura igual a 1.

Contudo, existe outra normatização brasileira, NBR 15961-2 [5] destinada a alvenaria estrutural, que também especifica um formato de corpo de prova de argamassa para o ensaio de resistência à compressão axial. O formato recomendado por essa norma é o cúbico, semelhante ao que é especificado pela norma americana ASTM C 109 [6], com dimensões diferentes das apresentadas pela norma NBR 13279 [3] (4x4x4) cm. A Figura 1 apresenta a configuração dos corpos de prova segundo as duas normatizações brasileiras.

De acordo com o país, são utilizados modelos de diferentes formatos geométricos para a determinação da resistência à compressão de concretos. Na Europa é utilizado o formato cúbico, enquanto os cilindricos são utilizados no Brasil [4], EUA [7] e outras nações [8]. A norma brasileira para o ensaio de resistência à compressão axial no concreto, NBR 5739 [4], preconiza a utilização de corpos de prova cilíndricos que atendam a relação altura/diâmetro 2,02>(h/d)>1,94. Nos casos em que a relação for menor que 1,94 a norma estabelece fatores de correção variando de 1 (h/d=2,0) à 0,87 (h/d=1,0).

Chin, Mansur e Wee [9] avaliaram a influência da relação altura/diâmetro para o ensaio de resistência à compressão axial em corpos de prova cilíndricos de concreto. Segundo os autores, a relação h/d igual a dois é a mais adequada, pois para valores menores que 1,5 a resistência aumenta rapidamente devido à restrição dos pratos



#### Figura 1

Configuração dos corpos de prova de argamassa para o ensaio de resistência à compressão axial. (A) Configuração de acordo com a NBR 13279 [3]. (B) Configuração de acordo com o anexo D da } NBR 15961-2 [5]

#### Tabela 1

Traços empregados no estudo

Tipo da argamassa	Traço (Cimento:Cal:Areia:Água) em volume	Traço (Cimento:Cal:Areia:Água) em massa	Relação (água/ aglomerante	Consumo de cimento (kg/m³)
Traço pobre	1,0:1,0:6,0:4,5	1,0:0,8:4,8:1,5	0,833	240
Traço rico	1,0:0,5:4,5:3,0	1,0:0,4:3,6:1,0	0,714	333

de prensa. Para relações altura/diâmetro variando de 2,0 a 3,0 o estudo de Medeiros *et al.* [10] não indicou diferenças significativas para concretos de 20 e 30 MPa. A literatura indica que, de modo geral, menores copos de prova levam a maiores resistências, como o indicado nos estudos de Cupertino *et al.* [11] e Kaish *et al.* [12]. Existem estudos que indicam que as tensões e deformações de pico, diminuem quando há redução da relação altura/espessura, acarretando em maiores resistências [13].

Segundo Kaish *et al.* [12], o confinamento de corpos de prova de concreto também acarreta em maiores resistências, sendo esse efeito mais acentuado em corpos de prova com baixa relação altura/espessura.

A NBR 5738 [14] estabelece que o diâmetro do corpo de prova deve ser três vezes superior a dimensão máxima característica do agregado graúdo, para que sejam simuladas condições mais próximas de isotropia e homogeneidade do material.

Segundo a BS EN 12504-1 [15], à medida em que há redução do diâmetro de corpos de prova de concreto ocorre a também a redução da resistência à compressão axial. Esse fato foi observado no trabalho de Medeiros *at al.* [10], em que corpos de prova do mesmo material apresentaram maiores resistências para o diâmetro de 10 cm quando comparado ao de 5 cm.

Quando feita a análise compativa entre a resistência mecânica de corpos de prova cilíndricos e cúbicos, os autores Hamassaki e Santos [8] afirmam que, para o mesmo concreto, as resistências em cubos são maiores do que as obtidas em cilíndros. Lima e Barbosa [16] apresentam resultados de correlações entre corpos de prova cilíndricos, (15x30) cm e (10x20) cm), e cúbicos, (15x15) cm e (10x10) cm. Para as comparações feitas pelos autores, aos 28 dias de idade dos concretos, a resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos foi de 30 à 40% menor do que os cúbicos. Analisando o impacto da diferença de forma em corpos de prova cilíndricos e prismáticos de argamassa Nalon *et al.* [17] novamente indicam menores valores para os corpos de cilíndricos, sobretudo para traços mais fracos.

Levando em consideração o modo de ruptura dos corpos de prova, Kotsovos [18] afirma que, a um nível de carga próximo da capacidade de carga máxima das amostras, as fissuras começam a ser alinhadas na direção do carregamento na zona central (Figura 2) e a capacidade máxima de carga é atingida quando a resistência última a tração dessa zona é atingida. O pesquisador ainda afirma que a restrição da prensa, devido ao atrito, é fundamental para o modo de ruptura dos espécimes, porém a carga última do ensaio não é alterada significativamente por essa restrição.

Bezerra *et al.* [19] realizaram um programa experimental cujo objetivo foi a análise de corpos de prova com o formato de ampulheta, correspondente ao núcleo central do espécime cilíndrico e prismático. Os resultados indicaram a menor influência da restrição da prensa nos corpos de prova em formato de ampulheta, quando esses foram comparados aos cilíndricos.

#### 3. Materiais e programa experimental

A campanha experimental consistiu na moldagem de corpos de prova de argamassa com o intuito de ensaiá-los à resistência à compressão axial aos 28 dias de idade.

Optou-se pela adoção de dois traços de argamassa, sendo um considerado rico (maior quantidade de aglomerantes) e outro pobre (menor quantidade de aglomerantes). A Tabela 1 mostra os dados das duas argamassas. Os traços foram elaborados com base na BS EN 998-2 [20] e a quantidade de água adicionada a mistura foi dosado de forma a atender o requisito da NBR 13276



#### Figura 2

Estágios do ensaio de resistência à compressão axial em corpos de prova cilíndricos Fonte: Kotsovos (2015)

#### Tabela 2

Configuração dos corpos de prova das séries estudadas

Nomenclatura	Formato	Dimensões (cm)	Relação altura/espessura
Pris.8 (em pé)	Prismático	(4 x 4 x 8)	2
Pris.8 (deitado)	Prismático	(4 x 4 x 8)	1
Pris.4	Cúbico	(4 x 4 x 4)	1
Cil.5	Cilíndrico	$\Phi = 5 e h = 5$	1
Cil.10	Cilíndrico	$\Phi = 5 e h = 10$	2

[21] que recomenda um índice de consistência de 260 +/- 5mm, ensaiado através da mesa de índice de consistência.

O cimento empregado no estudo foi do tipo Portland composto, com massa específica igual a 3,00 g/cm<sup>3</sup> e com adição de Pozolana, classificado como CP-II-Z 32 de acordo com a NBR 5736 [22]. A cal utilizada é do tipo dolomítica, classificada como CH-III de acordo com a NBR 7175 [23] e com massa específica de 2,35 g/cm<sup>3</sup>, tipicamente empregada para assentamento de alvenaria.

Como agregado miúdo foi empregado uma areia natural, proviniente da região de São Luiz do Purunã. Nos ensaios de caracterização do material ele apresentou massa específica igual a 2,38 g/ cm<sup>3</sup> [24] e teor de pulverulentos igual a 10,13% [25].

O procedimento de mistura das argamassas e o ensaio de compressão axial foram realizados conforme as normas brasileiras NBR 13276 [21] e NBR 13279 [3], respectivamente. A argamassa, por ter cal em sua composição, teve que ser pré-misturada em velocidade lenta, com a cal, a areia e 80% da água de amassamento. Depois de misturada e pesada foi deixada em descanso por 24h para evitar hidratação tardia da cal e possível fissuração do material. Posteriormente a esse intervalo, foi pesada novamente e foi acrescida a mistura: o cimento, o restante da água e a água perdida por evaporação no período.

Foram adotadas cinco configurações para os corpos de prova, sendo três delas prismáticas: (4x4x4) cm, (4x4x8) cm (de pé; relação altura/espessura de 2) e (4x4x8) cm (deitado; relação altura/ espessura de 1); e outras duas cilíndricas, com diâmetro de 5 cm e alturas de 5 cm e 10 cm. A Tabela 2 apresenta as séries estudas, bem como a nomenclatura adotada para cada uma delas.

O adensamento foi realizado com mesa vibratória e, ao término do preenchimento, a seção superior dos moldes foi nivelada e protegida com filme plástico para evitar perda excessiva de água. A desforma foi realizada 48 horas depois e os corpos de prova foram armazenados em ambiente com umidade e temperatura controladas, camâra seca (U.R.<50% e 20±2 °C), até a idade de 28 dias para ruptura. Esse tipo de acondicionamento dos corpos de prova foi adotado para simular condições próximas do que ocorre com essas argamassas quando aplicadas em obras de alvenaria estrutural, em que a cura da mesma não é feita e a secagem da argamassa ocorre em condições de ambiente de obra.



#### Figura 3

Resistência à compressão aos 28 dias nos corpos de prova da argamassa rica

A ruptura dos corpos de prova foi realizada em uma prensa com capacidade máxima de 100 kN da Marca EMIC com velocidade de carregamento de 500 N/s. Para garantir o parelelismo entre as faces de aplicação de cargas foram utilizados apoios elastoméricos, isto é, borrachas sintéticas reforçadas com chapas de aço, conhecidas comercialmente como neoprene.

Para cada traço e cada configuração de corpo de prova adotado foram avaliadas dez amostras. Com a finalidade de eliminar valores espúrios, os resultados que diferiram em 10% ou mais da média foram eliminados. As médias obtidas com o ensaio proposto foram avaliadas estatisticamente por meio do teste de Tukey, com 95% de confiança.

# 4. Simulação numérica

A simulação numérica consistiu na modelagem do ensaio de compressão axial por meio do método dos elementos finitos, com o intuito de verificar a influência da forma e da relação altura/espessura (h/t) nos corpos de provas ensaiados experimentalmente, utilizando o software estudante SIMULIA ABAQUS R / CAE 6.14. Nos modelos foram utilizados elementos sólidos tridimensionais (C3D8R), aplicados às mesmas geometrias dos corpos de prova ensaiados no programa experimental. Todos os elementos tinham 8 nós, com 6 graus de liberdade em cada nó, com polinômio interpolador de grau dois e integração reduzida.

A malha de elementos finitos usada foi considerada apropriada após um teste de convergência de malha, resultando em um tamanho final de elementos de aproximadamente um vigésimo da espessura do corpo de prova, isto é, com aproximadamente 5mm de aresta.

Para a análise foi considerado um carregamento estático aplicado incrementalmente no topo dos corpos de prova, por meio de passos de cargas, representando a prensa do ensaio. Condições de contorno foram adicionadas às restrições de deslocamentos verticais na base do conjunto e horizontais nas duas faces extremas, representando o atrito entre o aço da prensa e a argamassa.

Foram considerados como dados de entrada, pelo fato de as simulações respeitarem o limite elástico linear do material, o módulo de elasticidade obtido no trecho linear do ensaio de compressão axial e o coeficiente de Poisson da literatura de 0,2 [26].



#### Figura 4

Resistência à compressão aos 28 dias nos corpos de prova da argamassa pobre

# 5. Resultados e discussões

Os resultados de resistência à compressão axial aos 28 dias possibilitaram a distinção entre as duas séries estudadas em argamassa rica e pobre, como esperado. As Figuras 3 e 4 apresentam os resultados obtidos para as argamassas de traço rico e pobre, respectivamente. Além disso, o padrão comportamental, devido à influência da configuração dos corpos de prova utilizado, foi semelhante para ambos os traços de argamassa.

Analisado os resultados das Figuras 3 e 4 e aplicando o teste de Tukey foi possivel notar diferença estatística, para os dois traços, entre as amostras prismáticas de relação altura/espessura igual a 1, sendo a série Pris. 8 (deitado) mais resistente que a Pris. 4. O resultado obtido é coerente, visto que na configuração indicada como mais resistente ocorre um espraiamento de tensões, gerando uma mobilização de maior área, pois, apesar da área de contado ser a mesma para a configuração de ambas as normas, a área da seção transversal é maior para o corpo de prova deitado (NBR 13279 [3]). Essa diferença entre as duas séries (Pris. 8 deitado e Pris. 4) indica desacordo comportamental, em termos de tensão de ruptura, para as configurações propostas pela NBR 13279 [3], destinada a argamassa para assentamento e revestimento, e pela NBR 15961-2 [5], destinada a argamassa para alvenaria estrutural. Isso significa que existe diferença de resultados entre os métodos e que os laboratórios de controle não podem generalizar estes métodos de controle de argamassa em seu padrão de procedimento interno.

Na análise comparativa da relação altura/espessura dos corpos de prova prismáticos nota-se que a relação igual a 1 apresenta resultados mais elevados quando comparada a relação igual a 2. Para a argamassa com traço rico a diferença entre o Pris. 8 deitado e o Pris. 4 em pé chegou a 58%, enquanto para o traço pobre a diferença foi



#### Figura 5

Resultados numéricos das tensões máximas de tração nos corpos de prova: (A) Cil. 5; (B) Cil. 10; (C) Pris. 4; (D) Pris. 8 (em pé)







#### Figura 6

Concentração de tensões nos cantos devido à restrição da prensa. (A) Simulação numérica; (B) Ensaio experimental

de aproximadamente 73%. Os menores valores para a relação altura/ espessura igual a 2 corrobora os estudos realizados nos corpos de prova de concreto, que apresentam maiores resultados para menores relações altura/espessura, por conta da restrição da prensa [12].



#### Figura 7

Distribuição das tensões principais do corpo de prova – cerne comprimido e confinado em formato ampulheta para o corpo de prova cilíndrico Analisando comparativamente os corpos de prova cilíndricos, para ambos os traços, não foi possível afirmar que houve diferença estatística entre as relações altura/espessura estudadas (1 e 2), sendo nesse caso, o efeito da mudança de altura, menos sensível do que para a configuração prismática.

Por fim, analisando comparativamente os resultados obtidos para as configurações prismáticas e cilíndricas, foi possível notar que, para todos os casos, os resultados das configurações cilíndricas são menores quando comparados aos corpos de prova prismáticos. Esse resultado mostra que o comportamento para as argamassas é semelhante ao do concreto, relatado por Lima e Barbosa [16]. Para a análise de concretos convencionais o referido estudo indica que o fator de redução de um corpo de prova cúbico para um cilíndrico é de 30 a 40%. Os resultados desse experimento indicam valores de redução próximos à 42%, tanto para a argamassa rica como a pobre. No entanto, para o primeiro grupo essa diferença foi notada entre as séries Pris. 8 (deitado) e Cil.10 e, para o segundo, entre as séries Pris. 8 (deitado) e Cil.5.

Na análise numérica foram observadas, para os dois formatos de corpo de prova (cilíndrico e prismático), maiores tensões de tração para a relação altura/espessura igual a 2, isso quando comparada a relação igual a 1, conforme Figura 5. Na imagem é possível observar uma região maior tracionada nos corpos de prova mais altos, o que aumenta a probabilidade de falha e acarreta uma menor resistência última do mesmo, como apresentado nos resultados experimentais. A restrição devido ao atrito do corpo de prova com o prato da prensa altera significativamente os resultados em termos de distribuição de tensões. No modelo em que se restringe a deformação transversal, nas faces extremas do corpo de prova prismático (Pris. 8 em pé),



#### Figura 8

Modo de ruptura para a configuração do corpo de prova da NBR 13.279 [3]. (A) Plotagem dos vetores das tensões principais; (B) Ruptura observada nos ensaios experimentais

notam-se concentrações de tensões. A Figura 6 apresenta essa situação, em que, devido a restrição da expansão lateral do corpo de prova, tensões transversais ocorrem próximas a interface e os cantos acabam ficando sobre um estado de compressão triaxial. Os ensaios experimentais corroboram tal resultado visto que o início da fissuração se dá nos vértices dos extremos.

Na análise dos corpos de prova foi notada concentração de tensões verticais de compressão na parte central do corpo de prova. Essa gerou tensões de tração nas extremidades e formou um cerne comprimido e confinado em formato de ampulheta, conforme Figura 7. As tensões de tração na parte mais externa dos corpos de prova indicam a propagação de fissuras, de fora para dentro.

Tomando a configuração do corpo de prova sugerida pela NBR 13.279 [3], têm-se áreas laterais em balanço, forçando uma ruptura com divisão dos corpos de prova em três partes, com a porção central apresentando formato de ampulheta. A Figura 8 apresenta a distribuição de tensões da simulação em elementos finitos e do respectivo ensaio experimental. A imagem confirma a distribuição de tensões nas áreas laterais da aplicação de carga no corpo de prova, citada anteriormente.

# 6. Conclusões

Os resultados do presente estudo permitiram o entendimento dos seguintes aspectos:

- Os formatos de corpos de prova, sugeridos pelas duas normas brasileiras, para o ensaio de resistência à compressão axial de argmassas (Pris. 4 e Pris. 8 deitado), apresentaram resultados divergentes, tanto na análise experimental como na numérica, podendo então ser apontada uma diferença comportamental entre os formatos;
- O corpo de prova Pris. 8 deitado apresenta maior resistência que o Pris. 4, apersar de ambos terem a mesma área de aplicação de carga e mesma relação altura/espessura. Isso se deve a mobilização de uma maior área resistente em consequencia do espraiamento de tensões;
- Para as argamassas há uma maior sensibilidade na mudança da proporção altura/espessura no caso dos corpos de prova prismáticos do que os cilíndricos;
- Há variação da resistência à compressão axial de corpos de

prova prismáticos de argamassas quando é alterada a relação altura/espessura, explicada pela restrição criada pelos pratos das prensas. A relação igual a 1 proporcionou resultados maiores que a relação igual a 2, com cerca de 30% de acréscimo;

- A análise numérica apresentou concentração de tensões de tração nas extremidades dos corpos de prova ao longo do ensaio de compressão axial. Esse resultado explica o comportamento das fissuras observado nos ensaios experimentais, isto é fissuração de fora para dentro;
- Em todos os casos estudados as amostras cilíndricas (Cil.10 e Cil.5) apresentaram menores resultados que as prismáticas (Pris. 8 em pé e Pris. 8 deitado) e que a cúbica (Pris.4). O maior percentual de redução se aproximou dos 42%, tanto para o traço rico como o pobre, no entanto, no primeiro caso comparando a série Pris. 8 deitado (maior resistência) e a série Cil.10 (menor resistência), e no segundo comparando a Pris. 8 deitado (maior resistência); com a Cil.5 (o menor neste caso);
- Levando em consideração os itens acima listados recomenda--se que a norma brasileira NBR 13279 [3], em sua próxima revisão, adote o corpo de prova Pris. 4 ((4x4x4) cm), para o ensaio de compressão axial de argamassas, conforme a NBR 15961-2 [5], visando uma maior padronização dos resultados.

#### 7. Agradecimentos

Os autores agradecem à infraestrutura e ao apoio em recursos humanos e financiamento à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), à Fundação Araucária, ao CNPq e a Universidade Federal do Paraná – PPGECC/UFPR.

# 8. Referências bibliográficas

- GRANT, M. R.; SKALNY, J. P. A comparison of vibrated mortar and concrete cube test methods and variability in cube strength development. Cement and Concrete Research. Vol. 16, pp. 561-568. United States, 1986.
- [2] MUCIACCIA, G.; ROSATI, G.; DI LUZIO, G. Compressive failure and size effect in plain concrete cylindrical specimens. Construction and Building Materials. Vol. 137, pp. 185-194. 2017.

- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. - NBR 13279, Rio de Janeiro, 2005.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. - NBR 5739, Rio de Janeiro, 2007.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle do obras. - NBR 15961-2, Rio de Janeiro, 2011.
- [6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C109/C109M-16: Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement mortars. ASTM International, 2016.
- [7] ASTM C192/C192M-02. Standard practice for making and curing concrete test specimens in the laboratory. Annuak book of ASTM standards. Philadelphia, 2002.
- [8] HAMASSAKI, L. T.; SANTOS, R. F. C. Corpos de prova Soluções Inovadoras. Revista notícias da construção SIN-DUSCON. Novembro, 2013.
- [9] CHIN, M. S.; MANSUR, M. A.; WEE, T. H. Effects of shape, size and casting direction of specimens on stress-strain curves of high-strength concrete. ACI Materials Journal. V 94, pp. 209-2019. 1997.
- [10] MEDEIROS, M. H. F.; CAPRARO, A. P. B.; RÉUS, G. C.; ESCOBEDO, M. L. Resistência a compressão em testemunho de concreto: influência do fator de esbeltez, diâmetro da amostra e método de extração. Revista Eletrônica de Engenharia Civil. Vol. 13, pp. 240-250. 2017.
- [11] CUPERTINO, A. L. L.; CASTRO, A.; INÁCIO, J. J.; ANDRADE, M. A. S. Avaliação de fatores de ensaio que interferem nos resultados de módulo de elasticidade do concreto. In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto. Bento Gonçalves, 2007.
- [12] KAISH, A. B. M. A.; JAMIL, M.; RAMAN, S. N.; ZAIN, M. F. M. Axial behavior of ferrocement confined cylindrical concrete specimens with different sizes. Construction and Building Materials. Vol. 78, pp.50-59. 2015.
- [13] SINAIE, S; HEIDARPOUR, A.; ZHAO, X. L.; SANJAYAN, J. G. Effect of size on the response of cylindrical concrete samples under cyclic loading. Construction and Building Materials. Vol. 84, pp.399-408.2015.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de copos de prova. - NBR 5738, Rio de Janeiro, 2015.
- [15] BRITISH STANDARDS INSTITUTION DRAFT FOR DEVEL-OPMENT. BS EN 12504: Testing concrete in structures. London, 2009.
- [16] LIMA, F. B.; BARBOSA, A. H. Influência do tamanho e do tipo do corpo de prova na resistência à compressão do concreto. 44º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON. Belo Horizonte, 2002.
- [17] NALON, G. H.; MARTINS, R. O. G. ; LIMA, G. E. S. ; ALVA-RENGA, R. C. S. S. Efeito da forma e do tamanho de corpos de prova na determinação da resistência à compressão e deformabilidade de argamassas mistas de cal e cimento. 22º Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciências dos Materiais. Natal, 2016.

- [18] KOTSOVOS, M. D. Finite-Element Moldeling of Structural Concrete – Short-Term Static and Dynamic Loading Conditions. CRC Press. London, 2015.
- [19] BEZERRA, U. T.; ALVES, S. M. S.; BARBOSA, N. P.; TOR-RES, S. M. Corpo de prova na forma de ampulheta: resistência à compressão de concretos e argamassas (análises numérica e experimental). Revista IBRACON de estruturas e materiais. Vol. 9 n.4, pp 510-524. IBRACON, 2016.
- [20] BRITISH STANDARDS INSTITUTION DRAFT FOR DEVEL-OPMENT. BS EN 998-2: Specification for mortar for masonry- Part 2: Masonry mortar. London, 2016.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do índice de consistência. - NBR NM 13276, Rio de Janeiro, 2005.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. Cimento Portland Pozolânico. - NBR 5736, Rio de Janeiro, 1999.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cal hidratada para argamassas - Requisitos. - NBR 7175, Rio de Janeiro, 2003.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. - NBR NM 52, Rio de Janeiro, 2009.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75µm, por lavagem. - NBR NM 46, Rio de Janeiro, 2003.
- [26] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto. 2<sup>a</sup>ed. São Paulo: PINI, 1997.



# **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 12, Number 2 April, 2019 ISSN: 1983-4195

# Contents

H. F. CAMPOS, T. M. S. ROCHA, G. C. REUS, N. S. I	KLEIN and J. MARQUES FILHO
Analyses of reinforced concrete beams s theorical and computational approaches	trengthened with CFRP under bending:
Study of epoxy composites and sisal fibers H. M. FRANCKLIN, L. A. C. MOTTA, J. CUNHA, A. C.	as reinforcement of reinforced concrete structors SANTOS and M. V. LANDIM
Experimental studies of short concrete re H. L. HERSCOVICI, D. ROEHL and E. DE S. SÁNCH	e <b>inforced steel fiber beams under bending</b> IEZ FILHO
Dynamic analysis of a concrete chimney H. CARVALHO, G. QUEIROZ, P. M. L. VILELA and R	<b>considering the aerodynamic damping</b> . H. FAKURY
Experimental analysis of eccentrically loa an added jacket of self-compacting conc	aded reinforced concrete columns with rete
J. P. VIRGENS, R. B. GOMES, L. M. TRAUTWEIN, G	N. GUIMARÃES and A. P. R. VAZ
Experimental analysis of bolts employed	as shear connectors in circular concrete-fill
E. M. XAVIER, J. G. R. NETO, A. M. C. SARMANHO,	L. ROQUETE and L. G. C. DE PAULA
Effects of using chemical admixture with strength of concrete T. F. CAMPOS NETO and A. L. B. GEYER	nanosilica in the consistency and mechanic
An efficient mechanical-probabilistic appr K. O. COELHO, E. D. LEONEL and J. FLÓREZ-LÓPE	roach for the collapse modelling of RC structu -Z
Effect of temperature gradients on the bel P. B. TRUJILLO and M. A. S. GUERRERO	haviour of jointed plain concrete pavements
Effect of temperature gradients on the bel P. B. TRUJILLO and M. A. S. GUERRERO	haviour of jointed plain concrete pavements
Effect of temperature gradients on the bel P. B. TRUJILLO and M. A. S. GUERRERO Analysis of the global second-order effect using the natural period of vibration E. E. LEITÃO, G. H. SIQUEIRA I. C. M. VIEIRA JR. a	haviour of jointed plain concrete pavements ts on irregular reinforced concrete structure
Effect of temperature gradients on the bell P. B. TRUJILLO and M. A. S. GUERRERO Analysis of the global second-order effect using the natural period of vibration F. F. LEITÃO, G. H. SIQUEIRA, L. C. M. VIEIRA JR. a	haviour of jointed plain concrete pavements ats on irregular reinforced concrete structure and S. J. C. ALMEIDA
Effect of temperature gradients on the bell P. B. TRUJILLO and M. A. S. GUERRERO Analysis of the global second-order effect using the natural period of vibration F. F. LEITÃO, G. H. SIQUEIRA, L. C. M. VIEIRA JR. a	haviour of jointed plain concrete pavements ets on irregular reinforced concrete structure and S. J. C. ALMEIDA
Effect of temperature gradients on the bel P. B. TRUJILLO and M. A. S. GUERRERO Analysis of the global second-order effect using the natural period of vibration F. F. LEITÃO, G. H. SIQUEIRA, L. C. M. VIEIRA JR. a Experimental and numerical evaluation of a on compression tests	haviour of jointed plain concrete pavements ets on irregular reinforced concrete structure and S. J. C. ALMEIDA mortar specimens shape and size influence