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

Volume 13, Number 2 April, 2020 ISSN 1983-4195



# **Contents**

Proposal of a simplified criterion to estimate second order global effects in reinforced concrete buildings R. N. CUNHA, L. A. MENDES and D. L. N. F. AMORIM

Influence of concrete admixture on the bond strength of reinforced concrete submitted to high temperature V. A. JERÔNIMO, A. C. PICCININI, B. V. SILVA, D. S. S. GODINHO, A. M. BERNARDIN and A. VARGAS

Factors influencing ultrasonic pulse velocity in concrete J. P. GODINHO, T. F. DE SOUZA JUNIOR, M. H. F. MEDEIROS and M. S. A SILVA

# Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation

M. G. RITTER, M. L. MENEGOTTO, M. F. COSTELLA, R. C. PAVAN, S. E. PILZ

# Evaluation of the GPR (1.2 GHz) technique in the characterization of masonry shells of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro

D. C. B. CINTRA, P. M. B. MANHÃES, F. M. C. P. FERNANDES, D. M. ROEHL, J. T. ARARUNA JÚNIOR and E. S. SÁNCHEZ FILHO

Concrete crack repair analysis with metakaolin-based geopolymer cement B. J. FRASSON, F. PELISSER and B. V. SILVA Experimental study on precast beam-column connections with continuity reinforcement for negativebending moments G. M. S. ALVA, M. M. S. LACERDA and T. J. SILVA

Numerical model of beam-to-column composite connection between slim floor system and composite column R. F. F. KOCHEM and S. de NARDIN

Reliability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit state as recommended by NBR 6118 and 7188 P. H. C. DE LYRA, A. T. BECK and F. R. STUCCHI

Fire behavior of shallow prestressed hollow core slabs from computational modeling D. L. ARAÚJO and G. D. C. PINTO

Lightweight concrete with coarse aggregate from ceramic waste at high temperatures L. PASSOS, A. L. MORENO Jr. and A. A. A. SOUZA

Effect of carbon nanotubes sonication on mechanical properties of cement pastes J. E. L. de SIQUEIRA and P. J. P. GLEIZE

#### EDITOR-IN-CHIEF EMERITUS

 José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, Brazil jls@unicamp.br

#### EDITOR-IN-CHIEF

 Guilherme Aris Parsekian, Universidade Federal de São Carlos – UFSCAR, São Carlos, SP, Brasil parsekian@ufscar.br

#### ASSOCIATED EDITORS

- Antonio Carlos dos Santos, Universidade Federal de Uberlândia UFU, Uberlândia, MG, Brazil
- Bernardo Horowitz, Universidade Federal de Pernambuco UFPE, Recife, PE, Brazil
- Bernardo Tutikian, Universidade do Vale do Rio dos Sinos UNISINOS, São Leopoldo, RS, Brazil
- Daniel Domingues Loriggio, Universidade Federal de Santa Catarina UFSC, Florianópolis, SC, Brazil
- Edgar Bacarji, Universidade Federal de Goiás UFG, Goiânia, GO, Brazil
- Edna Possan, Universidade Federal da Integração Latino Americana UNILA, Foz do Iguaçu, PR, Brazil
- Fernando Pelisser, Universidade Federal de Santa Catarina UFSC, Florianópolis, SC, Brazil
- Fernando Soares Fonseca, Brigham Young University BYU, Provo, UT, USA
- José Marcio Fonseca Calixto, Universidade Federal de Minas Gerais UFMG, Belo Horizonte, MG, Brazil
- José Tadeu Balbo, Universidade de São Paulo USP, São Paulo, SP, Brazil
- Leandro Mouta Trautwein, Universidade Estadual de Campinas UNICAMP, Campinas, SP, Brazil
- Lia Lorena Pimentel, Pontifícia Universidade Católica de Campinas PUCCAMP, Campinas, SP, Brazil
- Maurício de Pina Ferreira, Universidade Federal do Pará UFPA, Belém, PA, Brazil
- Mauro de Vasconcellos Real, Universidade Federal do Rio Grande FURG, Rio Grande, RS, Brazil
- Osvaldo Luís Manzoli, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" UNESP, Bauru, SP, Brazil
- Paulo Cesar Correia Gomes, Universidade Federal de Alagoas UFAL, Maceió, AL, Brazil
- Rafael Giuliano Pileggi, Universidade de São Paulo USP, São Paulo, SP, Brazil
- Ricardo Carrazedo, Universidade de São Paulo USP, São Carlos, SP, Brazil
- Sérgio Hampshire de Carvalho Santos, Universidade Federal do Rio de Janeiro UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brazil
- Túlio Nogueira Bittencourt, Universidade de São Paulo USP, São Paulo, SP, Brazil
- Vladimir Guilherme Haach, Universidade de São Paulo USP, São Carlos, SP, Brazil

#### EDITORIAL COMISSION

- Antonio Carlos R. Laranjeiras, ACR Laranjeiras, Salvador, BA, Brazil
- Emil de Souza Sánchez Filho, Universidade Federal Fluminense, UFF, Rio de Janeiro, RJ, Brazil
- Geraldo Cechella Isaia, Universidade Federal de Santa Maria, UFSM, Santa Maria, RS, Brazil
- Gonzalo Ruiz, Universidad de Castilla-La Mancha UCLM, Ciudad Real, Spain
- Ivo José Padaratz, Universidade Federal de Santa Catarina UFSC, Florianópolis, SC, Brazil
- Joaquim de Azevedo Figueiras, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto FEUP, Porto, Portugal
- Paulo Monteiro, University of California Berkeley, Berkeley, CA, USA
- · Pedro Castro Borges, CINVESTAV, Mérida, Yuc, México
- Vladimir Antonio Paulon, Universidade Estadual de Campinas UNICAMP, Campinas, SP, Brazil

#### FORMER EDITORS

- Américo Campos Filho, Universidade Federal do Rio Grande do Sul UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil
- Denise C. C. Dal Molin Universidade Federal do Rio Grande do Sul UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil
- Eduardo Nuno Brito Santos Júlio, Instituto Superior Técnico IST, Lisboa, Portugal
- Guilherme Sales Melo, Universidade de Brasília, UnB, Brasilia, DF, Brazil
- Leandro Francisco Moretti Sanchez, University of Ottawa, Ottawa, ON, Canada
- Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, Universidade Federal do Rio Grande do Sul UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil
- Mounir Khalil El Debs, Universidade de São Paulo USP, São Carlos, SP, Brazil
- Nicole Pagan Hasparyk, Eletrobras Furnas, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil
- Paulo Helene, Universidade de São Paulo USP, São Paulo, SP, Brazil
- Roberto Caldas de Andrade Pinto, Universidade Federal de Santa Catarina UFSC, Florianópolis, SC, Brazil
- Ronaldo Barros Gomes, Universidade Federal de Goiás UFG, Goiânia, GO, Brazil
- Romilde Almeida de Oliveira, Universidade Católica de Pernambuco UNICAP, Recife, PE, Brazil
- Romildo Dias Toledo Filho, Universidade Federal do Rio de Janeiro UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brazil
- Rubens Machado Bittencourt, Eletrobras Furnas, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil

#### REVIEWERS

Reviewers are selected by the Editors among IBRACON members with acknowledged competence in the specific area of each submission. Their contribution is acknowledged yearly, at the end of each volume. If necessary, the Editors will assign nonmembers as reviewers.

The second 2020-number of the IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 13 Number 2, April 2020) is published with twelve articles. The issue begins with an article on a simplified criterion to estimate second-order global effects in reinforced concrete buildings. The second article brings the analyses of the steel-concrete bond strength behavior after high-temperature exposure of a conventional 30-MPa concrete and 65-MPa high compressive strength concrete. The objective of the third article is to evaluate the influence of the cement type, curing period, shape, and humidity concrete specimens on the ultrasonic pulse velocity. The fourth article discusses the interference of the soil-structure interaction on small buildings reinforced concrete structures with deep foundations. The objective of the fifth article is the evaluation of the Ground Penetrating Radar (GPR) technique with a 1.2 GHz antenna in the determination of material thickness and discontinuities in the masonry shells of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro, an early 20th-century heritage building, with high historical and cultural value. The sixth article discusses the use of geopolymer cement to repair cracks in concrete specimens, focusing on mechanical performance and fracture modes. The seventh article brings an experimental investigation on semi-rigid interior beam-column connections with negative bending moment continuity reinforcement. The eighth article presents a numerical approach for the simulation of the nonlinear structural behavior of composite connection between a partially encased composite beam and a concrete infilled steel tube column. The ninth article discusses the annual reliability indexes of a prestressed precast beam bridge at the serviceability limit state (SLS) designed according to the Brazilian standards. In the tenth article, finite element models were developed to analyze the variation of temperature to fire exposure time of shallow hollow core slabs, focusing on the presence of voids in the transversal section of the slab. The eleventh article addresses concrete mixtures produced with aggregates from ceramic block waste at high temperatures, evaluating their residual mechanical strength, axial compressive strength, and elastic modulus, and also their tendency to spalling in fire situations. An evaluation of the effects of carbon nanotubes sonication on mechanical properties of cement pastes is presented in the last article.

We acknowledge the dedication of authors and reviewers, fundamental to the quality of the Journal.

The Editors

# Editorial



Cover: TRANSMISSION ELECTRON MICROSCOPY IMAGES OF CARBON NANOTUBES FOR USE AS REINFORCEMENT IN CEMENT COMPOSITES.

Courtesy: JEL SIQUEIRA & PJP GLEIZE, FLORIANOPOLIS, BRAZIL



#### 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

#### Editor-in-Chief Emeritus

 José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Brazil

Editor-in-Chief

• Guilherme Aris Parsekian, Brazil

#### Associated Editors

- · Antonio Carlos dos Santos, Brazil
- Bernardo Horowitz, Brazil,
- Bernardo Tutikian, Brazil
- Daniel Domingues Loriggio, Brazil
- Edgar Bacarji, Brazil
- Edna Possan, Brazil
- Fernando Pelisser, Brazil
- · José Marcio Fonseca Calixto, Brazil
- José Tadeu Balbo, Brazil
- Leandro Mouta Trautwein, Brazil
- Lia Lorena Pimentel, Brazil
- Maurício de Pina Ferreira, Brazil
- Mauro de Vasconcellos Real, Brazil
- Osvaldo Luís Manzoli, Brazil
- Paulo Cesar Correia Gomes, Brazil
- Rafael Giuliano Pileggi, Brazil
- Ricardo Carrazedo, Brazil
- Sérgio Hampshire de Carvalho Santos, Brazil
- Túlio Nogueira Bittencourt, Brazil
- Vladimir Guilherme Haach, Brazil

Cover design & Layout: Ellementto-Arte www.ellementto-arte.com Volume 13, Number 2 April 2020 ISSN: 1983-4195

# **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS**

**IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL** 

# Contents

Proposal of a simplified of concrete buildings	criterion to estimate second order global effects in reinforced
Influence of concrete adm to high temperature	nixture on the bond strength of reinforced concrete submitted
V. A. JERÔNIMO, A. C. PICCINI	NI, B. V. SILVA, D. S. S. GODINHO, A. M. BERNARDIN and A. VARGAS
Factors influencing ultras J. P. GODINHO, T. F. DE SOUZA	sonic pulse velocity in concrete A JUNIOR, M. H. F. MEDEIROS and M. S. A SILVA
Analysis of soil-structure	e <i>interaction in buildings with deep foundation</i> ITO, M. F. COSTELLA, R. C. PAVAN and S. E. PILZ
	2
Evaluation of the GPR (1. of the Theatro Municipal D. C. B. CINTRA, P. M. B. MANH and E. S. SÁNCHEZ FILHO	<b>.2 GHz) technique in the characterization of masonry shells do Rio de Janeiro</b> HÃES, F. M. C. P. FERNANDES, D. M. ROEHL, J. T. ARARUNA JÚNIOR
<b>Concrete crack repair an</b> B. J. FRASSON, F. PELISSERA	a <b>lysis with metakaolin-based geopolymer cement</b> ND and B. V. SILVA
Experimental study on pu for negativebending mon G. M. S. ALVA, M. M. S. LACERI	<b>recast beam-column connections with continuity reinforceme</b> <b>nents</b> DA and T. J. SILVA
Numerical model of bean and composite column R. F. F. KOCHEM and S. DE NA	n-to-column composite connection between slim floor system
Reliability analysis of a p recommended by NBR 6 P. H. C. DE LYRA, A. T. BECK ar	prestressed bridge beam designed in serviceability limit state 118 and 7188 nd F. R. STUCCHI
	3
<i>Fire behavior of shallow</i> D. L. ARAÚJO and G. D. C. PIN	prestressed hollow core slabs from computational modeling
Lightweight concrete wit L. PASSOS, A. L. MORENO JR.	th coarse aggregate from ceramic waste at high temperatures and A. A. A. SOUZA
	4
Effect of carbon nanotub	es sonication on mechanical properties of cement pastes

455

# **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**

Av. Queiroz Filho, 1700 – sala 407/408 – Torre D Villa Lobos Office Park 05319-000 – Vila Hamburguesa São Paulo – SP Phone: +55 (11) 3735-0202 E-mail: <u>arlene@ibracon.org.br</u>.

#### 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.

#### **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**

Av. Queiroz Filho, 1700 – sala 407/408 – Torre D Villa Lobos Office Park 05319-000 – Vila Hamburguesa São Paulo – SP Phone: +55 (11) 3735-0202 E-mail: <u>arlene@ibracon.org.br</u>.

#### 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.

# Diretoria

#### Diretoria Biênio 2020/2021

**Diretor Presidente** Paulo Helene

Diretor 1º Vice-Presidente Julio Timerman

Diretor 2º Vice-Presidente Enio José Pazini Figueiredo

Diretor 1º Secretário Cláudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Secretário Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro Julio Timerman

Diretor 2º Tesoureiro Hugo Armelin

Diretora de Marketing Jéssika Pacheco

Assessor da Diretoria de Marketing Guilherme Covas

**Diretor de Publicações** Guilherme Parsekian

Assessor da Diretoria de Publicações Tulio Nogueira Bittencourt

Diretor de Eventos Rafael Timerman

Assessor da Diretoria de Eventos Luis César De Luca

Diretor Técnico José Tadeu Balbo

Assessor da Diretoria Técnica Selmo Chapira Kuperman

Diretor de Relações Institucionais Cesar Henrique Daher

Assessor da Diretoria de Relações Internacionais José Vanderley de Abreu

Diretor de Cursos Leandro Moura Trautwein

Assessor da Diretoria de Cursos Antonio Carlos dos Santos

Diretora de Atividades Estudantis Jéssica Andrade Dantas

Assessora da Diretoria de Atividades Estudantis Sandra Regina Bertocini

Diretor de Certificação de Pessoal Adriano Damasio Soterio

Assessor da Diretoria de Certificação de Pessoal Gilberto Antonio Giuzio

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento Bernardo Tutikian

Assessor da Diretoria de Pesquisa e Desenvolvimento Roberto Christ

## Conselho Diretor Biênio 2020/2021

#### Assessores da Presidência

Antonio Domingues de Figueiredo Íria Lícia Oliva Doniak Jairo Abud Jorge Batlouni Neto Luiz Aurélio Fortes da Silva Mario William Esper Maurice Antonie Traboulsi Paula Baillot Simão Priszkulnik

#### Sócios Individuais

Inês Laranjeira da Silva Battagin Antônio Carlos dos Santos Antônio Domingues de Figueiredo Vladimir Antônio Paulon Iria Licia Oliva Doniak Arnaldo Forti Battagin Luiz Prado Vieira Júnior José Tadeu Balbo Mário William Esper Hugo da Costa Rodrigues Filho

#### Sócios Mantenedores e Coletivos

ABCP Associação Brasileira de Cimento Portland

ABECE Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural

IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo

TQS Informática Ltda

EPUSP Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

ABCIC Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto

PhD Engenharia Ltda

FURNAS Centrais Elétricas S/A

ABESC Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem

L. A. FALCÃO BAUER Centro Tecnológico

VOTORANTIM Cimentos S/A



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

# Proposal of a simplified criterion to estimate second order global effects in reinforced concrete buildings

# Proposta de critério simplificado para estimar efeitos de segunda ordem em edifícios de concreto armado





R. N. CUNHA \* rafaelnunes1996ufs@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-2503-6758

L. A. MENDES a lamendes@ufs.br https://orcid.org/0000-0002-8202-7623

D. L. N. F. AMORIM ª david.amorim@ufs.br https://orcid.org/0000-0002-9233-3114

# Abstract

This work proposes a new simplified parameter for the calculation of second order global effects, based on the Galerkin's Method by Weighted Residuals. The proposed criterion was analysed based on 21 planar frames associated with shear wall, reaching results that present satisfactory accuracy compared to the second order global analysis, even for cases where the  $\gamma_{z}$  coefficient is greater than 1.30.

Keywords: second order global effects, reinforced concrete, weighted residuals, Galerkin's method.

# Resumo

Neste trabalho propõe-se um novo parâmetro simplificado para o cálculo dos efeitos globais de segunda ordem, a partir do Método de Galerkin via Resíduos Ponderados. O critério proposto foi analisado com base em 21 pórticos planos associados a pilar-parede, alcançando resultados que apresentam acurácia satisfatória com relação à análise global de segunda ordem, mesmo para os casos em que o coeficiente  $\gamma_z$  é superior a 1,30.

Palavras-chave: efeitos globais de segunda ordem, concreto armado, resíduos ponderados, método de Galerkin.

Received: 05 Aug 2019 • Accepted: 30 Sep 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

<sup>\*</sup> Federal University of Sergipe, Post-Graduation Program in Civil Engineering, Mathematical Modelling Laboratory in Civil Engineering, São Cristóvão, SE, Brasil.

### 1. Introduction

NBR 6118 [1] allows that second global effects may be estimated in a simplified way by the instability parameter  $\alpha$  and the  $\gamma_z$  coefficient. The instability parameter  $\alpha$  is obtained from the solution of an ordinary differential equation using Bessel's functions [2]. However, this parameter can only be used to verify the necessity to take into account second global effects. On the other hand, the coefficient  $\gamma_z$  was originally obtained from a geometric progression considering that the convergence is obtained with several steps [3]. Therefore, with the  $\gamma_z$  coefficient it is possible to estimate the second order global effects using only a first order analysis. Nevertheless, NBR 6118 [1] requires that  $1.10 < \gamma_z \le 1.30$  for the second order global effects be estimated satisfactorily by increasing the horizontal actions by 0.95  $\gamma_z\,$  in a new first order analysis. In the light of the foregoing, this paper presents an alternative form to quantify the second order global effects, also in a simplified way, by using a procedure based on the Galerkin's Method in its approach by Weighted Residuals. The proposed parameter has an analogous applicability to  $\gamma_z$  coefficient i.e. the second order global effects can be estimated through a first order analysis by increasing the horizontal forces.

### 2. Galerkin's method by weighted residuals

#### 2.1 Simplified strong form

For the sake of simplicity, consider that a building can be represented by a vertical bar of length L with axial p and transversal q distributed loads, as illustrated in Figure 1. Assuming the axial stiffness of the bar (AE) is high, the axial displacement field can be described by equation (1).

$$u(x) = -\frac{pL^2}{2AE} \left[ \frac{2x}{L} - \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right]$$
(1)

On other hand, it is proposed that the field of bending moments along the bar must consider second order effects [4]:

$$M(x) = -EI \frac{d^2 v(x)}{dx^2} + AE \left[ \frac{du(x)}{dx} + \frac{1}{2} \left( \frac{dv(x)}{dx} \right)^2 \right] v(x)$$
(2)

where, EI is the flexural stiffness of the bar and v (x) is the transversal displacements field. Since  $d^2 M/dx^2 = -q$ , then:

$$-EI\frac{d^{4}v(x)}{dx^{4}} + AEv(x)\left(\frac{d^{2}v(x)}{dx^{2}}\right)^{2} + AEv(x)\frac{dv(x)}{dx}\frac{d^{3}v(x)}{dx^{3}} + 2p\frac{dv(x)}{dx} + 2AE\frac{dv(x)}{dx^{2}}\left(\frac{dv(x)}{dx}\right)^{2} - pL\left(1 - \frac{x}{L^{2}}\right)\frac{d^{2}v(x)}{dx^{2}}i \qquad (3)$$

$$+ \frac{1}{2}AE\frac{d^{2}v(x)}{dx^{2}}\left(\frac{dv(x)}{dx}\right)^{2} = -q$$

In order to avoid the use of an iterative incremental procedure, given its low viability in simplified design procedures, a direct simplification of equation (3) is proposed by eliminating the terms that depend on v(x) or its derivatives more than one time, obtaining the equation (4).

$$-EI\frac{d^4v(x)}{dx^4} + 2p\frac{dv(x)}{dx} - pL\left(1 - \frac{x}{L^2}\right)\frac{d^2v(x)}{dx^2} = -q$$
(4)

Note that, this simplification results in loss of accuracy in the equation that governs the problem (4), because many of the terms that quantify the second order global effects have been excluded. However, a correction factor is introduced in the proposed parameter to compensate the eliminated terms (see section 3).

#### 2.2 Weak form

The weak form of the problem is obtained using the equation (4) to define the residual function R(x), which must be minimised along the problem domain:

$$\int_{0}^{L} R(x)\omega(x)dx = 0 \quad \forall \omega(x)$$

$$\therefore R(x) = q - EI \frac{d^{4}v(x)}{dx^{4}} + 2p \frac{dv(x)}{dx} - pL \left(1 - \frac{x}{L^{2}}\right) \frac{d^{2}v(x)}{dx^{2}}$$
(5)

where v(x) obeys the boundary conditions of the problem and e  $\omega(x)$  must be continuous and homogeneous in the essential boundary conditions [5].

The field of transversal displacements, in index notation, is approximated by:

$$v(x) = \alpha_i \phi_i(x)$$
 {*i* = 1, ..., *n*} (6)

where  $\alpha_i$  are the constants to be determined,  $\phi_i(x)$  are the adopted functions and n is the number of approximation terms of v(x).

The Galerkin's method for residual weighted proposes the adoption of the weight function given in (7).

$$\omega(x) = \beta_{j} \phi_{j}(x) \quad \{j = 1, ..., n\}$$
(7)

Being  $\beta_i$  the constants of the function  $\omega(x)$ .







#### Figure 2

Model of planar frame 1 (a) and model of planar frame 2 (b)

By substituting (6) and (7) in (5), for any  $\beta_{j},$  the following matrix relation is obtained:

$$\mathbf{K}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{\alpha} = \mathbf{F} \div \begin{cases} K_{ij} = \int_{0}^{L} \left[ EI \frac{\partial^{4} \phi_{i}(x)}{\partial x^{4}} \phi_{j}(x) + 2p \frac{\partial \phi_{i}(x)}{\partial x} \phi_{j}(x) - pL \left(1 - \frac{x}{L^{2}}\right) \frac{\partial^{2} \phi_{i}(x)}{\partial x^{2}} \phi_{j}(x) \right] dx \\ F_{j} = \int_{0}^{L} q \phi_{j}(x) dx \end{cases}$$
(8)

# 3. Proposed simplified criterion ( $\zeta_{a}$ )

Since the  $\gamma_z$  coefficient was deduced as the direct ratio between the second order effects and the first order effects (moments), this paper proposes a similar coefficient i.e.:

$$\zeta_g = \kappa \frac{M_2}{M_1} \tag{9}$$

where  $\zeta_g$  is the coefficient proposed in this paper,  $M_1$  is the first order moment, given in Figure 1,  $M_2$  is the second order moment and  $\kappa$  is a dimensionless parameter introduced to compensate the eliminated terms of the equation (3) and, therefore, to approximate the results of the displacements of the structure with the reference results.

To solve equation (4), a complete fourth degree polynomial approximation was used and  $M_2$  was obtained from the solution of the field of transversal displacements together with the relation  $M = - Eld^2 v(x)/dx^2$ , given by equation (10).

$$M_2 = \frac{-108EIqL^2 \left[-21L^9 p^3 + 8215EIL^6 p^2 - 638550(EI)^2 L^3 p + 9147600(EI)^3\right]}{259L^{12} p^4 - 140352EIL^9 p^3 + 18993312(EI)^2 L^6 p^2 - 632681280(EI)^3 L^3 p + 1975881600(EI)^4}$$
(10)

For the application of equation (10) in any frame, L is the total height of the building, p is the sum of all vertical loads distributed along the height L and El is the equivalent stiffness of the frame.

## 4. Results and discussions

Twenty-one planar frames with bracing system composed by the association between planar frames and shear-wall were analysed

#### Table 1

Resume of planar frames analyzed
----------------------------------

Planar frame	Model	L [m]	Shear wall (b × h)
1	1	48	4.00 × 0.20
2	2	24	$1.50 \times 0.25$
3	2	30	$1.50 \times 0.25$
4	1	54	$4.00 \times 0.20$
5	1	51	$4.00 \times 0.20$
6	2	36	$2.00 \times 0.25$
7	2	42	$2.00 \times 0.25$
8	1	66	$4.00 \times 0.20$
9	1	75	$4.00 \times 0.20$
10	1	81	$4.00 \times 0.20$
11	1	78	$4.00 \times 0.20$
12	1	84	$4.00 \times 0.20$
13	2	39	$2.00 \times 0.25$
14	1	69	$4.00 \times 0.20$
15	1	78	$4.00 \times 0.25$
16	1	81	$4.00 \times 0.25$
17	1	84	$4.00 \times 0.25$
18	1	81	$4.00 \times 0.29$
19	1	84	$4.00 \times 0.30$
20	1	87	$4.00 \times 0.30$
21	1	78	$4.00 \times 0.23$



Figure 3 Results of the analysed planar frames

Proposal of a simplified criterion to estimate second order global effects in reinforced concrete buildings

Planar frame	$\gamma_z$	M <sub>2</sub> /M <sub>1</sub>	κ <sub>o</sub>	К <sub>р</sub>
1	1.12	1.48	0.78	0.77
2	1.19	1.67	0.73	0.71
3	1.32	2.67	0.53	0.52
4	1.15	1.71	0.69	0.70
5	1.13	1.58	0.72	0.74
6	1.29	2.49	0.55	0.54
7	1.46	6.46	0.24	0.24
8	1.24	1.96	0.65	0.64
9	1.33	2.81	0.50	0.50
10	1.41	4.20	0.36	0.36
11	1.37	3.34	0.43	0.43
12	1.45	5.75	0.27	0.27
13	1.36	3.40	0.43	0.43
14	1.26	2.16	0.59	0.60
15	1.33	2.96	0.48	0.48
16	1.37	3.58	0.41	0.41
17	1.41	4.62	0.33	0.33
18	1.35	3.26	0.44	0.44
19	1.38	3.95	0.37	0.38
20	1.42	5.26	0.29	0.29
21	1.35	3.10	0.46	0.46
			NSE	0.997

Table 2Resume of  $\gamma_{z}$ ,  $M_{2}/M_{1'}$ ,  $\kappa$  and calculation of NSE

in this paper (Figure 2). In such examples, the obtained results with the proposed  $\zeta_g$  coefficient are compared to the ones obtained with  $\gamma_z$  coefficient [1] and with first and second order analyses. The planar frames were simulated in MASTAN2 software by using the prediction-correction algorithm [6]. The effects of reinforced concrete physical nonlinearity were considered in a simplified way, according to item 15.7.3 of NBR 6118 [1].

Note that for the analysed frames the value of  $\kappa$  was adopted to ensure that the horizontal displacements obtained with  $\zeta_g$  are quite close to the second order displacement results of the structure. Thus, Table 1 brings brief information of all analysed planar frames, where the height of each story (L<sub>p</sub>) is 3 m and the horizontal loads were calculated based on NBR 6123 [7], for a basic velocity of 40 m/s and with the following coefficients:  $S_1 = 1$ 

$$S_{2} = \begin{cases} 0.6374z^{0.125} \text{ if } L < 50m \\ 0.6156z^{0.135} \text{ if } L \ge 50m \end{cases}$$

$$S_{3} = 1$$
(11)

where z is the height of analysed story.

Figure 3 shows the results of horizontal displacements per story for the analysed frames.

From Figure 3 were selected the  $\kappa$  coefficients that best fit the curve of the second order analysis and then it was possible to obtain the Table 2, showing the relation between  $\gamma_z$ ,  $M_2/M_1$  and  $\kappa$ . Nonlinear correlation analyses between the ratio  $M_2/M_1$  and  $\kappa$  were performed based on Table 2 by using the Past! software [8]. Therefore, the equation that presents the best adjustment is given in (12).

$$\kappa = -0.3864 + 1.3644 \left(\frac{M_2}{M_1}\right)^{-0.4205}$$
(12)

Figure 4 shows the adjust of the equation (12) with 95% confidence interval performed in the Past! software based on values of  $M_{_2}/\,M_{_1}$  and  $\kappa$  from Table 2.

It is noteworthy that part of the examples solved by the proposed criterion ( $\zeta_g$ ) reached values of  $\gamma_z$  higher than 1.30, which is the upper limit given on NBR 6118 [1]. The average relative error for the horizontal displacement using the proposed parameter, in relation to second order analysis, was considered satisfactory, because it is equal to 1.98%, while the same error using the  $\gamma_z$  coefficient is -8.15% considering all frames and -6.93% considering only the frames with  $\gamma_z \leq 1.30$ .

Furthermore, in order to verify the quality of the proposed nonlinear adjust (12), the Nash-Sutcliffe coefficient [9] was chosen, given by equation (13).

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{t=1}^{n} (\kappa_{p}^{t} - \kappa_{o}^{t})^{2}}{\sum_{t=1}^{n} (\kappa_{o}^{t} - \kappa_{o}^{Avg})^{2}}$$
(13)

Where  $\kappa_p^t$  is the predicted coefficient by equation (12),  $\kappa_o^t$  is the observed coefficient and  $\kappa_o^{Avg}$  is the average of the observed coefficients. According to [9], the Nash-Sutcliffe coefficient determines the magnitude of the residual variance in relation to the observed data variance, assuming values in the range  $-\infty < \text{NSE} \le 1$ . The unitary value means a perfect fit of the model. An efficiency NSE = 0 means that the predictions of equation (12) are as accurate as the average of the observed data and NSE < 0 indicates that the average of the observed data is a better prediction than equation (12). The Table 2 shows the calculation of the NSE, obtaining an efficiency equal to 0.997.

# 5. Conclusions

This paper proposes a new simplified method for the analysis of the second order global effects in reinforced concrete structures through the analysis of planar frames combined with shear-wall. For the analysed examples, it was possible to observe that the results in structural displacements were more accurate than the



Figure 4

Adjustment between  $M^{}_{_2}/M^{}_{_1}$  and  $\kappa$  with confidence interval of 95%

ones recommended by NBR 6118 [1], being possible to obtain an analytical equation for the parameter  $\zeta_{g}$  with optimal quality, according to the Nash-Sutcliffe coefficient [9].

It is recommended that in future papers the application of the proposed procedure in this paper for more planar frames combined with shear-wall, as well as structures whose bracing system consists only by planar frames. Notwithstanding, studies in three-dimensional models are also necessary to evaluate the accuracy of the proposed procedure.

Finally, if properly tested, this procedure may be applied to other types of structures, such as steel and masonry buildings.

# 6. Acknowledgements

The authors would like to thank to Mathematical Modelling Laboratory in Civil Engineering, which is managed by the Post-Graduation Program in Civil Engineering of the Federal University of Sergipe, by the physical support.

# 7. References

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto armado - procedimento. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [2] BECK, H.; KÖNIG, G. Restraining forces in the analysis of tall buildings. *In*: Symposium on Tall Buildings, Oxford, 1966, Proceedings, Pergamon Press, Oxford, 1966.
- [3] FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLLO-QUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro, 1991, Proceedings, Rio de Janeiro, 1991. p. 307-324.
- POWELL, G. H. Theory of nonlinear elastic structures. Journal of the Structural Division (ASCE), ST12, 1969, p.2687-2701.
- [5] PROENÇA, S. P. B. Introdução aos métodos numéricos. Notas de aula – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007, 145 p.
- [6] MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; ZIEMIAN, R. D. Matrix Structural Analysis, Lewisburg: Bucknell University, 2ed, 2014, 482 p.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. - NBR 6123, Rio de Janeiro, 1988.
- [8] HAMMER, Ø.; HARPER, D. A. T.; RYAN, P. D. PAST: paleontological statistics software package for education and data analysis. Palaeontologia Electronica, 2001, v.4, 9 p.
- [9] NASH, J. E.; SUTCLIFFE, J. V. River flow forecasting through conceptual models part I – A discussion of principles. Journal of Hydrology, v.10, 1970, p.282-290.



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

# Proposal of a simplified criterion to estimate second order global effects in reinforced concrete buildings

# Proposta de critério simplificado para estimar efeitos de segunda ordem em edifícios de concreto armado





R. N. CUNHA \* rafaelnunes1996ufs@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-2503-6758

L. A. MENDES a lamendes@ufs.br https://orcid.org/0000-0002-8202-7623

D. L. N. F. AMORIM ª david.amorim@ufs.br https://orcid.org/0000-0002-9233-3114

# Abstract

This work proposes a new simplified parameter for the calculation of second order global effects, based on the Galerkin's Method by Weighted Residuals. The proposed criterion was analysed based on 21 planar frames associated with shear wall, reaching results that present satisfactory accuracy compared to the second order global analysis, even for cases where the  $\gamma_{z}$  coefficient is greater than 1.30.

Keywords: second order global effects, reinforced concrete, weighted residuals, Galerkin's method.

# Resumo

Neste trabalho propõe-se um novo parâmetro simplificado para o cálculo dos efeitos globais de segunda ordem, a partir do Método de Galerkin via Resíduos Ponderados. O critério proposto foi analisado com base em 21 pórticos planos associados a pilar-parede, alcançando resultados que apresentam acurácia satisfatória com relação à análise global de segunda ordem, mesmo para os casos em que o coeficiente  $\gamma_z$  é superior a 1,30.

Palavras-chave: efeitos globais de segunda ordem, concreto armado, resíduos ponderados, método de Galerkin.

Received: 05 Aug 2019 • Accepted: 30 Sep 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

<sup>\*</sup> Federal University of Sergipe, Post-Graduation Program in Civil Engineering, Mathematical Modelling Laboratory in Civil Engineering, São Cristóvão, SE, Brasil.

### 1. Introdução

A NBR 6118 [1] permite que os efeitos globais de segunda ordem sejam estimados de modo simplificado por meio do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e do coeficiente  $\gamma_z$ . O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  advém da solução de uma equação diferencial ordinária utilizando-se as fórmulas de Bessel [2]. Entretanto, este parâmetro só pode ser utilizado para verificar a necessidade de consideração dos efeitos globais de segunda ordem. Por outro lado, o coeficiente  $\gamma_z$  foi originalmente obtido a partir de uma progressão geométrica considerando-se que a convergência é alcançada com um grande número de passos [3]. Desta forma, com o coeficiente  $\gamma_z$  é possível inferir os efeitos globais de segunda ordem utilizando-se apenas uma análise de primeira ordem. Ainda assim, de acordo com a NBR 6118 [1], necessita-se que 1,10 <  $\gamma_z \le$  1,30 para que os efeitos globais de segunda ordem possam ser estimados de modo satisfatório simplesmente majorando-se as ações horizontais por 0,95  $\gamma_z$  e realizando uma nova análise de primeira ordem. Diante do exposto, neste trabalho é apresentada uma forma alternativa de se quantificar os efeitos globais de segunda ordem, ainda de modo simplificado, utilizando-se um procedimento baseado no Método de Galerkin em sua abordagem por Resíduos Ponderados. O parâmetro proposto tem aplicabilidade análoga ao coeficiente  $\gamma_z$ , ou seja, os efeitos globais de segunda ordem podem ser estimados por meio de uma análise de primeira ordem, majorando-se as ações horizontais atuantes na estrutura.

#### 2. Método de Galerkin via resíduos ponderados

#### 2.1 Forma forte simplificada

Considere-se, por questões de simplicidade, que um edifício possa ser representado por uma barra vertical de comprimento L e com carregamento distribuído axial p e transversal q, conforme ilustrado pela Figura 1. Assumindo-se que a rigidez axial da barra (AE) é elevada, o campo de deslocamentos axiais u(x) pode ser descrito pela equação (1).

$$u(x) = -\frac{pL^2}{2AE} \left[ \frac{2x}{L} - \left(\frac{x}{L}\right)^2 \right]$$
<sup>(1)</sup>

Por outro lado, propõe-se que o campo de momentos fletores ao longo da barra seja dado de modo a considerar os efeitos de segunda ordem [4]:

$$M(x) = -EI \frac{d^2 v(x)}{dx^2} + AE \left[ \frac{du(x)}{dx} + \frac{1}{2} \left( \frac{dv(x)}{dx} \right)^2 \right] v(x)$$
(2)

em que El é a rigidez à flexão da barra e v(x) é o campo de deslocamentos transversais. Uma vez que d<sup>2</sup> M/dx<sup>2</sup> = –q, tem-se:

$$-EI\frac{d^{4}v(x)}{dx^{4}} + AEv(x)\left(\frac{d^{2}v(x)}{dx^{2}}\right)^{2} + AEv(x)\frac{dv(x)}{dx}\frac{d^{3}v(x)}{dx^{3}} + 2p\frac{dv(x)}{dx} + 2AE\frac{dv(x)}{dx^{2}}\left(\frac{dv(x)}{dx}\right)^{2} - pL\left(1 - \frac{x}{L^{2}}\right)\frac{d^{2}v(x)}{dx^{2}}i \qquad (3)$$

$$+\frac{1}{2}AE\frac{d^{2}v(x)}{dx^{2}}\left(\frac{dv(x)}{dx}\right)^{2} = -q$$

A fim de evitar o uso de um procedimento incremental-iterativo, visto sua pouca viabilidade em procedimentos simplificados de projeto, propõe-se uma simplificação direta da equação (3) eliminando-se os termos que dependem de v(x) ou suas derivadas mais de uma vez, obtendo, assim, a equação (4).

$$-EI\frac{d^4v(x)}{dx^4} + 2p\frac{dv(x)}{dx} - pL\left(1 - \frac{x}{L^2}\right)\frac{d^2v(x)}{dx^2} = -q$$
(4)

Nota-se que esta simplificação resulta em perda de precisão na equação que governa o problema (4), pois muitos dos termos que quantificam os efeitos de segunda ordem foram excluídos. Todavia, introduz-se um fator de correção no parâmetro proposto, de modo a compensar os termos eliminados (vide seção 3).

#### 2.2 Forma fraca

L

A forma fraca do problema é obtida utilizando a equação (4) para se definir a função resíduo R(x), que deve ser minimizada ao longo do domínio do problema:

$$\int_{0}^{0} R(x)\omega(x)dx = 0 \quad \forall \omega(x)$$

$$\therefore R(x) = q - EI \frac{d^4 v(x)}{dx^4} + 2p \frac{dv(x)}{dx} - pL \left(1 - \frac{x}{L^2}\right) \frac{d^2 v(x)}{dx^2}$$
(5)

em que v(x) obedece às condições de contorno do problema e  $\omega(x)$  deve ser contínua e homogênea nas condições de contorno essenciais [5].

O campo de deslocamentos transversais, em notação indicial, é aproximado por:

$$v(x) = \alpha_i \phi_i(x)$$
 { $i = 1, ..., n$ } (6)

em que  $\alpha_i$  são as constantes a serem determinadas,  $\phi_i$  (x) são as funções adotadas e n é o número de termos da aproximação de v(x).



Figura 1 Barra vertical



#### Figura 2



O Método de Galerkin, para Resíduos Ponderados, propõe a adoção da função peso dada em (7).

$$\omega(x) = \beta_i \phi_i(x) \quad \{j = 1, \dots, n\}$$
(7)

Sendo  $\beta_i$  as constantes da função  $\omega(x)$ .

Substituindo-se (6) e (7) em (5), para quaisquer  $\beta_{j}$ , tem-se a seguinte relação matricial:

$$\mathbf{K}^{\mathrm{T}}\boldsymbol{\alpha} = \mathbf{F} \therefore \begin{cases} K_{ij} = \int_{0}^{L} \left[ El \frac{\partial^{4} \phi_{i}(x)}{\partial x^{4}} \phi_{j}(x) + 2p \frac{\partial \phi_{i}(x)}{\partial x} \phi_{j}(x) - pL \left(1 - \frac{x}{L^{2}}\right) \frac{\partial^{2} \phi_{i}(x)}{\partial x^{2}} \phi_{j}(x) \right] dx \\ F_{j} = \int_{0}^{L} q \phi_{j}(x) dx \end{cases}$$
(8)

# 3. Proposta de critério simplificado ( $\zeta_g$ )

Uma vez que o coeficiente  $\gamma_z$  foi deduzido como a razão direta entre os efeitos (momentos) de segunda e de primeira ordem, neste trabalho propõe-se um coeficiente similar, ou seja:

$$\zeta_g = \kappa \frac{M_2}{M_1} \tag{9}$$

em que  $\zeta_g$  é o coeficiente proposto neste trabalho,  $M_1$  é o momento de primeira ordem para a simplificação dos pórticos em barras verticais, dada na Figura 1,  $M_2$  é o momento de segunda ordem e  $\kappa$  é um parâmetro adimensional introduzido para compensar os termos eliminados da equação (3) e, portanto, aproximar os resultados de deslocamento da estrutura com os adotados como referência.

Para a equação (4) ser resolvida foi utilizada uma aproximação polinomial completa de quarto grau e, a partir da solução do campo de deslocamentos transversais junto com a relação  $M = - Eld^2 v(x)/dx^2$ , obteve-se M<sub>2</sub>, dado pela equação (10).

$$M_2 = \frac{-108EIqL^2 \left[-21L^9 p^3 + 8215EIL^6 p^2 - 638550(EI)^2 L^3 p + 9147600(EI)^3\right]}{259L^{12} p^4 - 140352EIL^9 p^3 + 18993312(EI)^2 L^6 p^2 - 632681280(EI)^3 L^3 p + 1975881600(EI)^4}$$
(10)

Para a aplicação da equação (10) em um pórtico qualquer, tem-se que L é a altura total da edificação, p é a soma de todas as cargas verticais distribuídas ao longo da altura L e El é a rigidez equivalente do pórtico.



# 4. Resultados e discussões

Foram avaliados 21 pórticos com sistema de contraventamento composto pela associação entre pórticos e pilar-parede (Figura 2). Nestes exemplos, os resultados obtidos com o coeficiente proposto  $\zeta_g$  são comparados às respostas obtidas com o coeficiente  $\gamma_z$  [1] e com as análises de primeira e de segunda ordem. Os pórticos foram simulados por meio do programa computacional MASTAN2 utilizando-se um algoritmo de predição-correção [6]. Os efeitos de não linearidade física do concreto armado foram considerados de

#### Tabela 1 Pesumo dos pórticos ar

Resumo	dos	pórticos	analisados
		•	

Pórtico	Modelo	L [m]	Pilar parede (b × h)
1	1	48	4,00 × 0,20
2	2	24	1,50 × 0,25
3	2	30	1,50 × 0,25
4	1	54	$4,00 \times 0,20$
5	1	51	$4,00 \times 0,20$
6	2	36	$2,00 \times 0,25$
7	2	42	$2,00 \times 0,25$
8	1	66	$4,00 \times 0,20$
9	1	75	$4,00 \times 0,20$
10	1	81	$4,00 \times 0,20$
11	1	78	$4,00 \times 0,20$
12	1	84	$4,00 \times 0,20$
13	2	39	$2,00 \times 0,25$
14	1	69	$4,00 \times 0,20$
15	1	78	$4,00 \times 0,25$
16	1	81	$4,00 \times 0,25$
17	1	84	$4,00 \times 0,25$
18	1	81	4,00 × 0,29
19	1	84	$4,00 \times 0,30$
20	1	87	$4,00 \times 0,30$
21	1	78	4,00 × 0,23



Figura 3 Resultados dos pórticos analisados

### Tabela 2

	· Z· Z·	1.		
Pórtico	$\gamma_z$	$M_2/M_1$	κ <sub>o</sub>	к <sub>р</sub>
1	1,12	1,48	0,78	0,77
2	1,19	1,67	0,73	0,71
3	1,32	2,67	0,53	0,52
4	1,15	1,71	0,69	0,70
5	1,13	1,58	0,72	0,74
6	1,29	2,49	0,55	0,54
7	1,46	6,46	0,24	0,24
8	1,24	1,96	0,65	0,64
9	1,33	2,81	0,50	0,50
10	1,41	4,20	0,36	0,36
11	1,37	3,34	0,43	0,43
12	1,45	5,75	0,27	0,27
13	1,36	3,40	0,43	0,43
14	1,26	2,16	0,59	0,60
15	1,33	2,96	0,48	0,48
16	1,37	3,58	0,41	0,41
17	1,41	4,62	0,33	0,33
18	1,35	3,26	0,44	0,44
19	1,38	3,95	0,37	0,38
20	1,42	5,26	0,29	0,29
21	1,35	3,10	0,46	0,46
			NICE	0.007

Resumo de  $\gamma_{r}$ ,  $M_{2}/M_{1}$ ,  $\kappa$  e cálculo do NSE

forma simplificada, de acordo com o item 15.7.3 da NBR 6118 [1]. Nota-se que para cada pórtico analisado o valor de  $\kappa$  foi adotado de modo a garantir que os deslocamentos horizontais obtidos com  $\zeta_g$  se aproximassem dos resultados de deslocamento da estrutura pela análise de segunda ordem. Assim, a Tabela 1 traz um resumo de todos os pórticos analisados, onde a altura de cada pavimento (L<sub>p</sub>) foi adotada igual a 3 m e os carregamentos horizontais foram calculados com base na NBR 6123 [7] para velocidade básica de 40 m/s e com os seguintes coeficientes:

$$S_{1} = 1$$

$$S_{2} = \begin{cases} 0,6374z^{0,125} \text{ se } L < 50m \\ 0,6156z^{0,135} \text{ se } L \ge 50m \end{cases}$$

$$S_{3} = 1$$
(11)

em que z é a altura do pavimento analisado.

A Figura 3 apresenta os resultados de deslocamentos horizontais por pavimento para todas as análises realizadas em todos os pórticos.

A partir da Figura 3 foram selecionados os coeficientes  $\kappa$  que melhor se ajustassem a curva da análise de segunda ordem e foi possível obter a Tabela 2, apresentando um resumo da relação entre  $\gamma_r$ ,  $M_2 / M_1 \in \kappa$ .

Com base na Tabela 2 e com o auxílio do programa computacional Past! [8], foram realizadas análises de correlação não linear entre a razão  $M_2 / M_1 \in \kappa$ . Nessa análise, a equação que obteve melhor ajuste aos pontos é dada em (12).

$$\kappa = -0.3864 + 1.3644 \left(\frac{M_2}{M_1}\right)^{-0.4205}$$
(12)

A Figura 4 traz a representação do ajuste da equação (12) com intervalo de confiança de 95% realizado no Past! com base nos pontos de  $M_{2} / M_{1} \in \kappa$  da Tabela 2.

Ressalta-se que parte dos exemplos resolvidos pelo critério proposto, dado pelo  $\zeta_g$ , obtiveram valores de  $\gamma_z$  superiores a 1,30, limite dado na NBR 6118 [1]. O valor de erro relativo médio para o deslocamento horizontal utilizando o parâmetro proposto, em relação à análise de segunda ordem, foi considerado satisfatório, pois é igual a 1,98%; enquanto que o mesmo erro utilizando o  $\gamma_z$  é de –8,15% ao se considerar todos os pórticos e –6,93% considerando apenas os pórticos que apresentam  $\gamma_z \leq 1,30$ .

Além disso, com o intuito de verificar a qualidade do ajuste da equação (12), e por se tratar de um modelo não linear, optou-se por utilizar o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe [9] para esta verificação, dado pela equação (13).

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{t=1}^{n} (\kappa_{p}^{t} - \kappa_{o}^{t})^{2}}{\sum_{t=1}^{n} (\kappa_{o}^{t} - \kappa_{o}^{Avg})^{2}}$$
(13)

Em que  $\kappa_p^t$  é o coeficiente previsto pela equação (12),  $\kappa_o^t$  é o coeficiente observado (adotado) e  $\kappa_o^{Avg}$  é a média dos coeficientes observados. Conforme [9], o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe determina a magnitude da variância residual em relação à variância dos dados observados, assumindo valores no intervalo  $-\infty < NSE \le 1$ . O valor unitário significa um ajuste perfeito do modelo, ou seja, da equação (12), aos dados observados. Uma eficiência NSE = 0 significa que as previsões da equação (12) são tão precisas quanto a média dos dados observados, e NSE < 0 indica que a média dos dados observados é um previsor melhor do que a equação (12). A Tabela 2 apresenta o cálculo do NSE, sendo obtida uma eficiência igual a 0,997.

## 5. Conclusões

O presente trabalho propõe um novo método simplificado para a análise dos efeitos de segunda ordem de estruturas de concreto armado através da análise de pórticos planos combinados a pilar--parede. Para os exemplos analisados foi possível observar que os resultados em deslocamento da estrutura se apresentaram





Ajuste entre  $M^{}_{_2}/M^{}_{_1}$  e  $\kappa$  com intervalo de confiança de 95%

mais precisos do que os recomendados pela NBR 6118 [1], sendo possível obter uma equação analítica para o parâmetro  $\zeta_g$  e com qualidade do ajuste considerada ótima, de acordo com o coeficiente de eficiência de Nash-Sutcliffe [9].

Recomenda-se que em trabalhos futuros se avalie a aplicação do procedimento proposto neste trabalho em mais pórticos planos combinados a pilar-parede, bem como a estruturas cujo sistema de contraventamento é constituído apenas por pórticos. Ainda, estudos em modelos tridimensionais também são necessários para se avaliar a acurácia do procedimento proposto.

Finalmente, se devidamente testado, este procedimento pode ser aplicado para outros tipos de edifícios, como os de aço e de alvenaria estrutural.

# 6. Agradecimentos

Os autores agradecem ao Laboratório de Modelagem Matemática em Engenharia Civil (LAMEC), vinculado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe (PROEC/UFS), pelo aporte físico.

### 7. Referências bibliográficas

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto armado - procedimento. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [2] BECK, H.; KÖNIG, G. Restraining forces in the analysis of tall buildings. *In*: Symposium on Tall Buildings, Oxford, 1966, Proceedings, Pergamon Press, Oxford, 1966.
- [3] FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLLO-QUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro, 1991, Proceedings, Rio de Janeiro, 1991. p. 307-324.
- POWELL, G. H. Theory of nonlinear elastic structures. Journal of the Structural Division (ASCE), ST12, 1969, p.2687-2701.
- [5] PROENÇA, S. P. B. Introdução aos métodos numéricos. Notas de aula – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007, 145 p.
- [6] MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; ZIEMIAN, R. D. Matrix Structural Analysis, Lewisburg: Bucknell University, 2ed, 2014, 482 p.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. - NBR 6123, Rio de Janeiro, 1988.
- [8] HAMMER, Ø.; HARPER, D. A. T.; RYAN, P. D. PAST: paleontological statistics software package for education and data analysis. Palaeontologia Electronica, 2001, v.4, 9 p.
- [9] NASH, J. E.; SUTCLIFFE, J. V. River flow forecasting through conceptual models part I – A discussion of principles. Journal of Hydrology, v.10, 1970, p.282-290.



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

# Influence of concrete admixture on the bond strength of reinforced concrete submitted to high temperature

# Estudo do comportamento da aderência aço-concreto sob o efeito de altas temperaturas

V. A. JERÔNIMO ª vanessa-jeronimo@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-8707-5889

A. C. PICCININI ª acp@unesc.net https://orcid.org/0000-0001-8370-7623

B. V. SILVA b dovalesilva@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-5363-5657

D. S. S. GODINHO a dss@unesc.net https://orcid.org/0000-0001-7922-5023

A. M. BERNARDIN a amb@unesc.net https://orcid.org/0000-0003-4132-5007

A. VARGAS a avargas@unesc.net https://orcid.org/0000-0001-7310-2356

# Abstract

High temperatures can affect the macro and micro structural properties of reinforced concrete. This work aimed to analyze the bond strength behavior after high temperature exposure of two classes of concrete, the conventional 30 MPa and the high compressive strength 65 MPa concrete. The pullout test proposed by RILEM CEB / FIP RC6 (1983) was used for the evaluation of the compressive strength and modulus of elasticity. The influence of temperature on the physical-mechanical properties of concrete samples under a simulated fire situation was also studied for the evaluation of the resistant capacity in a post-fire situation. In addition to the analysis at 28 days, samples of the 30 MPa (group I) and 65 MPa (group II) classes were also investigated at 90 days exposed to room (23 °C), 400 °C and 800 °C temperatures. The bond strength curve was similar to that of compressive strength, where, at 400 °C, there was no statistical difference regarding room temperature and, at 800 °C, there was giplicant loss of bond strength of 51 and 40 % for groups I and II, respectively. At 800°C there ductions were above 50 % in compressive strength and above 80 % in the modulus of elasticity, for both groups. These results show the structural impairment under high temperature. Comparing the test 28 and 90 days ages, there was no significant influence of age on the bond and compressive strength of the concretes.

Keywords: steel-concrete bond, reinforced concrete, Pullout test, high temperature.

# Resumo

O concreto armado é um material compósito formado pela interação entre o concreto e o aço e deve suas boas características à aderência entre eles, onde o concreto absorve os esforços de compressão e o aço os de tração, majoritariamente. Este trabalho tem por objetivo analisar o comportamento da tensão de aderência de duas classes de concreto após a exposição a diferentes níveis de temperatura. Utilizou-se o ensaio de arrancamento direto (Pull out test) proposto pela RILEM CEB/FIP RC6:1983 e também avaliou-se o comportamento da resistência à compressão e do módulo de elasticidade. Foram ensaiados, aos 28 e aos 90 dias de idade, corpos de prova em concreto de classes 30 MPa e 65 MPa, expostos às temperaturas ambiente (23°C), 400°C e 800°C. A curva do comportamento da aderência foi semelhante à de compressão, em que, aos 400°C, estatisticamente, não houve variação significativa em relação à temperatura ambiente e, aos 800°C, perda expressiva de resistência à em todos os casos, chegando a 57,09% de redução na resistência à compressão e 40,05% na resistência de aderência.

Palavras-chave: aderência aço-concreto, concreto armado, Pull Out Test, altas temperaturas.

Universidade do Extremo Sul Catarinense, Departamento de Engenharia Civil, Criciúma, SC, Brasil;
 Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, Departamento de Edificações, Ilha Solteira, SP, Brasil

Received: 10 Dec 2018 • Accepted: 23 Jun 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

# 1. Introduction

The combined use of steel and concrete for structural purposes increases the tensile strength, therefore increasing the load capacity. The bond between steel and concrete is extremely important in crack control. The Brazilian standard ABNT [1] refers to reinforced concrete elements as 'those in which their structural behavior is related to the bond between concrete and reinforcement, and do not have initial reinforcement elongation before the bond.'

Tavares et al [2] express that the bond is the factor that enables the reinforcement anchorage in concrete and helps to prevent the slide of these reinforcements in the segments between the cracks, reducing their effects. Araújo [3] states that because concrete shows low tensile strength, the component cracks in the tensile zone of the structural element, therefore, the tensile stresses are absorbed by the reinforcement, preventing the immediate collapse of the structures.

A structural element with a larger number of cracks but with smaller individual opening allows better protection of the reinforcement and the greater the bond, the greater the probability of obtaining this result. [4]

Some researchers, including Araújo [3], state that the bond stress varies throughout the component, however, for design purposes; it is considered an average value. Castro [4] asserts that knowledge on bond behavior is essential for the correct sizing of anchorages and joints, calculation of displacements considering the contribution of the tensioned concrete, control of cracks and, therefore, minimum reinforcement.

According to Araújo [3] and Negrão and Pimentel [5], several factors influence the behavior of steel-concrete bond, such as: the type of bar rib configuration, the diameter of the bar and the state of its surface, the disposition at the time of casting the concrete, the water-cement ratio, the mechanical strength of the concrete, density, the age of rupture, among others.

In lower strength concretes, compressive strength is an important factor, since the pullout of the steel bar will be due to the crushing of the concrete part in front of the rib. The compressive strength can withstand the concentrated diagonal stresses generated on the steel ribs. Caetano [6] states that with the increase of concrete strength, the bond is favored; however, confinement techniques should be employed to control their tendency to break in a fragile way, as in premature splitting.

Splittings, common in high strength concrete, occur when the circumferential tensile stresses reach or exceed the concrete tensile strength. Bond on the steel-concrete interface can occur by three mechanisms: surface adhesion, friction and a dominant portion of mechanical adhesion. However, as mentioned by Oliveira and Jacintho [7], this division is solely didactic, and it is not possible to determine each component separately, due to the complexity of the phenomena involved.

When a fire strikes a building, the building can suffer considerable structural damage. Moreover, in the case of concrete, both cement and aggregates are made of elements that to a lesser or greater degree change or decompose on exposure to heat. In these situations, the reinforced concrete structure is reduced in capacity, however, for safety reasons, it must have a minimum resistance so that the site can be evacuated and the flames extinguished [8]. Under high temperatures, there are fewer researches on the behavior of the bond between steel and concrete. Therefore, few studies report the mechanical properties of concrete under fire. The bond behavior at high temperatures has been analyzed with pullout tests.

As concrete exposed to high temperature deteriorates, the friction grip mechanism is weakened and consequently the peel strength of the steel bar decreases. Since tensile strength and compressive strength are very important parameters in the analysis of bond behavior and since friction is influenced by tensile strength, with decreasing strength, that mechanism is reduced. The mechanical grip is due to the protrusions that ribbed reinforcements have. Adhesive forces are associated with concentrated compressive forces that appear perpendicular to the rib faces when the bar is pulled and tends to slide.

Ergün et al [9] comment that it is very difficult to quantify the relationship between the increase and decrease of temperature in the bond stress, as it depends on several parameters. The authors report that the studies about the bond between steel and concrete at high temperatures by Morely and Royles [10], Haddad and Shannis [11], Haddad et al. [12] and Bingol and Gul [13] report that there was a considerable loss of bond strength when the temperature increased. The results of these studies showed that the bond strength was changed between 30 and 70 % according to the parameters examined, such as concrete and steel properties, diameter and heating and cooling regime, etc., when subjected to 500 °C for 90 days.

According to Silva [14] and Lima [15], at high temperature, the concrete undergoes chemical and physical changes in which dehydration of the cement paste and volumetric variations in the aggregates occur, causing cracking. Leonhardt and Mönnig [16] state that bond stresses can prevent spalling, preventing the loss of the covering. Fletcher et al [17] point out that some of these changes are reversible after cooling, but others are not and can significant-ly weaken the concrete structure after a fire. If the temperature reaches 400 °C the calcium hydroxide in the cement will begin to dehydrate, generating more water vapor and also bringing a significant reduction in material strength. Quartz-based aggregates increase in volume at about 575 °C due to a transformation of the material and at 800 °C they are decomposed.

Studying the effects of temperature on different concrete groups, Poloju et al [18] showed that the loss on strength is greater with temperature increase in the groups with higher compressive strength. In the tests at 400 °C, the class 20 MPa concrete had 12 % loss, the class 40 MPa 26.9% loss and the class 60 MPa concrete a 30.6 % loss in compressive strength. Above 600 °C this difference was less significant. In situations where variations in temperature occur, such as fires, steel heats faster than concrete due to its higher thermal conductivity, so it undergoes greater expansion.

Caetano [6] in his research observed that exposure to high temperatures considerably affects the bond strength, the effect being influential from 350 °C and increasing after 400 °C. For high strength concretes, Caetano [6] shows that from 740 to 470 °C the temperature threshold causes the reduction in bond stress of 50 %, when the compressive strength was increased from 15 to 80 MPa. The bond of the 80 MPa concrete at 470 °C is still almost 3 times higher than that of 15 MPa concrete at 740 °C. When the temperature exceeded 835  $^{\rm o}{\rm C},$  the bond stress of all specimens tended to be the same.

Ergün et al [9] studying the compressive strength at 100 °C found an average increase of 1 %. At 200 °C an average reduction of 6 %. At temperatures between 400 and 600 °C a reduction of 29 to 40 % and at 800 °C a large loss of 73 % on average was observed. Regarding the bond stress, Ergün et al [9] found reductions of 21, 27, 60 and 76 % at 200, 400, 600 and 800 °C, respectively, at 90 days.

EI-Fitiany and Youssef [19] analyzed concrete sections exposed to fire and commented that, as new codes move toward the design for fire-based situations, new tools are needed to assess the performance of heated sections under fire. According Khouri [20], in the design of fire-resistant materials the heat transfer in an element must be kept within acceptable limits through the overall section and the reinforcement must be covered with concrete in order to keep the steel temperature below critical values for the required period to reach fire resistance. Caetano [6] states that the conditions of a structure after an accident must be checked to determine the need and possibility of recovery of the structure, as well as its total or partial demolition. One of the requirements for a structural element to be safe is the existence of a minimum bond among the constituent elements.

The ABNT Brazilian standard [21] classifies concretes in resistance groups I, ordinary concretes, and II, high performance concretes (HPC), that is, showing better performance than the ordinary concretes belonging to group I, whose limit is the concrete with 50 MPa strength. According Castro [4], the HPC concretes, besides greater resistance than ordinary concretes, show durability and workability.

In this context, further studies on the bond of steel and concrete after exposure to high temperature are needed. The present work was based on the studies of Caetano [6] and Scotton [8]. The first one studied bond in C65 class concretes and the second one in C30 class concretes, with the same admixtures and materials similar to those used in this research; both studies performed the tests at 28 days at room temperature in comparison with high temperature.

Therefore, the present work aims to determine the effect of temperature (23, 400 and 800 °C) on the bond strength of C30 and C65 class concretes with the ribbed steel reinforcement after exposure. In addition to 28 days of age, tests were performed at 90 days to verify if the structural elements have reduced their adhesion resistance due to the time required for stabilization of the internal reactions of concrete in a way that could compromise the structure. The pullout test method was used to determine the compressive strength and bond stress of both classes of concrete under rising temperature (23, 400 and 800 °C) over time (28 and 90 days of age). The characteristic bond stress was compared to the effective bond stress.

# 2. Materials and methods

The tests were performed at the Building Materials Laboratory, Structural Laboratory and Mechanical Testing Laboratory, located at i-parque (Scientific and Technological Park of the Universidade do Extremo Sul de Santa Catarina) at Criciúma (SC).

The concretes showed average compressive strength at 28 days of 30 MPa for group I and 65 MPa for group II according to ABNT [21]. The admixtures were defined based on the works of Caetano [6] and Scotton [8] using similar materials (Table 1). CP IV cement (Cimentos Votorantim) was used for the manufacture of concrete samples. The fine aggregate had a fineness modulus of 2.37, maximum characteristic size of 2.4 mm and an apparent specific mass of 2.36 g/cm<sup>3</sup>. The coarse aggregate, of granitic origin, showed fineness modulus of 6.65, maximum characteristic size of 19 mm and apparent specific mass of 3.00 g/cm<sup>3</sup>. Both aggregates were in accordance with the ABNT [22] requirements. Tap water and superplasticizer (Grace Tec-flow 7000, 1.075 - 1.115 g/cm<sup>3</sup> density) were used. Ribbed steel (Gerdau CA-50) with a diameter of 12.5 mm and characteristic yield strength of 500 MPa was used as reinforcement.

The concrete samples were prepared with the aid of a 400-liter concrete mixer, therefore each concrete needed to be divided into three parts due to the large volume required. Each group was shaped in one day. The ABNT cone trunk abatement test [23] was performed, resulting in 11 and 22.8 cm abatement for concretes of the groups I and II, respectively. The molding of the specimens for the axial compression tests and the determination of the static modulus of elasticity followed the requirements of ABNT [24] standard, using cylindrical metal molds with 10 cm diameter. For the pullout test, 20 cm-shaped cubic wood molds were made, as recommended by CEB [25] (Figure 1). The steel bars were cleaned and prepared so that the lamination marks did not remain in the adherent part and the protection for the non-adherent part was made with PVC pipes. The thickening process in the cylindrical specimens was made with a manual 2-layer socket with 12 strokes each. For the cubic specimens, mechanical compaction with a needle-type vibrator was used.

At the end of concreting, the specimens were covered with plastic sheeting to prevent evaporation of the water present in the mixture and, after 24 hours, they were demolded and relocated. The curing was performed by daily rinsing the specimens for 15 days. After that, they were stored in a place without sun and wind. This procedure was performed for all cylindrical and cubic samples, with the same curing factors (setting).

#### Table 1

Concrete admixtures

Concrete	Cement: Sand: Gravel Ratio	a/w relationship	Additive	Group
C30	1 : 2.5 : 3.5 (110.8: 277.1: 387.9) kg	0.51 60.4 kg	0%	Group I
C65	1 : 1.34 : 2.16 (176.4 : 236.3 : 380.9) kg	0.32 56.4 kg	0.5 % cement 0.882 kg	Group II



#### Figure 1

Test specimen for the *pullout test* (a) layout: dimensions in mm (b) photo

The experimental program is shown in Figure 2. Three samples were molded for each setting condition to determine the axial compression and elastic modulus and five samples were molded for each pullout test, resulting in 60 cylindrical and 45 cubic samples. Samples of each concrete class (group) were exposed to rising temperature: 23 (room temperature, reference for the work), 400 and 800 °C. The 28 days of age was used as a standard, considered the reference for resistance design. 90 days of age was used because the stabilization of the concrete internal reactions takes place at this time, according Metha and Monteiro [26]. After this time, the chemical reactions that occur in the concrete tend to stabilize, consequently reducing the interference that could be caused by the effects of chemical reactions.

The samples for the pullout test have part of the reinforcement exposed that required special protection in order to avoid direct exposure to high temperatures, because in concrete structures the reinforcement is always encased. During the exposure of group II at 28 days glass wool was used for protection. However, the glass wool was not adequate at high temperature because it was transformed into glass at temperatures above 400 °C. Nevertheless, these samples were submitted to the resistance tests because probably there was no influence of heating on the exposed parts of the bars, since all heating process was monitored by K-type thermocouples, showing similar curves in all exposures. Therefore, the change in protective materials did not interfered in the results. In addition, the results of this work were similar to others, as Scotton [8]. For all other exposures, rock wool was used which showed better insulation.

The heat treatment was carried out in an electric oven (Novus N1200, Brazil). The heating rate was 3 °C/min according to RILEM [27] and each maximum temperature was held for 30 minutes.

The procedures of ABNT standard [28] were used for the compressive strength tests. The test was performed in a 200 kN



#### Figure 2

Organizational chart with the experimental matrix



#### Figure 3 Pullout test

hydraulic press (EMIC PC200I, Brazil) using the TESC (Test Script) software. The samples were placed in the press and capped with neoprene. The determination of the static elastic modulus by the compression test was performed on a 200kN servo hydraulic press (EMIC PC200CS) according the ABNT standard [29]. In this test, strain gauges were used following the methodology A: fixed stress. The pullout test followed was performed according the CEB recommendations [25] in a 30 ton universal testing machine (EMIC DL30000, Brazil). The steel bar was pulled out along the longest end by a tensile force, the other remaining without tension. The specimens were placed in the support with the longest bar length facing upwards (Figure 3). A linear variable differential transformer (LVDT) device measured the relative displacement between steel and concrete and the load was determined by a 250 kN load cell connected to a computer by the Catman Easy software. The tensile load, which was loaded in the same direction as the reinforcement, but in the opposite direction, was increased until the rupture of the sample. The loading speed



The bond stress ( $\mathcal{T}_{b}$ ) is calculated according to Equation 01, dividing the tensile load by the bond area. There are different ways of calculating the grip. Leonhardt and Mönnig [16] have used Equation 01, however, assigning the tensile load at the displacement of 0.01 mm. In this work the calculation was based on the works of Scotton [8] and Silva [30] that used the ultimate stress at break. According to Silva [30], the bonding stress is considered evenly distributed, not corresponding to the actual condition.

$$\tau_{\rm b} = \frac{\rm P}{\pi \emptyset \rm lo} \tag{1}$$

Where:  $\tau_{b}$ : ultimate bonding stress; P: ultimate tensile load; Ø: diameter of steel bar; I<sub>a</sub>: length of bonding.





Figure 4 Compressive strength: (a) group I; (b) group II

#### Table 2a

Tukey's test for compressive strength

Crown and area	Temperature	Average strength		p-value	
Group and age	(°C)	(MPa)	23 °C	400 °C	800 °C
- ·	23 °C	40.54	_	0.3308	0.000797
Group I	400 °C	34.96	2.208	_	0.002271
(90 00 3)	800 °C	12.97	10.87	8.662	_
<b>a</b> "	23 °C	61.77	_	0.2048	0.0005682
Group II	400 °C	69.47	2.762	_	0.0003195
(20 0095)	800 °C	28.73	11.85	14.61	_
0 "	23 °C	73.8	_	0.9901	0.0002633
Group II	400 °C	73.28	0.1907	_	0.000267
(30 0072)	800 °C	31.67	16.08	15.89	_

# 3. Results and discussions

The results were statistically analyzed using the ANOVA (Variance Analysis) technique to verify if there was a significant difference between the studied variables, using the Statistica 7 software, available at UNESC. When this difference was relevant, the Tukey test was used to assess which groups were different from each other. Both tests were performed considering 95% reliability.

#### 3.1 Compressive strength of concrete samples

The axial compressive strength for concretes of groups I and II after exposure to high temperature at 28 and 90 days of age is shown in Figure 4.

According to the ANOVA analysis, for the compressive strength at

90 days for both groups of concrete exposed at room temperature, 400 and 800 °C, the coefficient of determination was 0.878, that is, 87.8% of the total variation is explained by the change in compressive strength. At 5 % significance ( $\alpha = 0.05$ ) there are differences in the compressive strength at 90 days for both groups and for different temperatures. By Tukey's method, Table 2(a), not all exposure temperatures had an influence on compressive strength. Comparing the compressive strength at 23 and at 400 °C the results are statistically equivalent. However, there are differences when comparing the strength at 800 °C with 23 and 400 °C.

At 90 days, in both groups, the compressive strengths decreased when the specimens were submitted to high temperatures, the largest reductions for group I, 13.6 and 68 %, respectively, for 400 and 800 °C. Ergün et al [9] achieved reductions of 19 and 73 % at the same temperatures.



#### Figure 5

Response surface for groups I and II at 90 days for 23, 400 e 800 °C: (a) compressive strength; (b) modulus of elasticity; (c) bond strength



Figure 6

Modulus of elasticity: (a) group I; (b) group II

At the age of 28 days for group II there was a 12.5 % increase in strength at 400 °C and a reduction of 53.6 % at 800 °C. Scotton [8] found no change in strength at 400 °C in comparison to room temperature. At 600 °C, the highest temperature studied by Scotton [8], there was a of reduction 29 %.

The response surface for the compressive strength at 90 days is shown in Figure 5(a) considering the groups and temperature. There is little variation in group II (Class 65) when exposed to temperatures of 23 and 400 °C. The highest compressive strengths are obtained for group II at room temperature, with estimated values of 74 MPa.

#### 3.2 Static modulus of elasticity to compression

The average and standard deviation of the modulus of elasticity for concretes of groups I and II is shown in Figure 6 in function of temperature and age. At 28 days, it was not possible to perform the test for group II at 800 °C because the specimens suffered

800 °C

#### Table 2b

	Temperature	Average strength		p—value	
Group and age	(°C)	(MPa)	23 °C	400 °C	3° 008
	23 °C	23.926	_	0.4005	0.0007719
Group I (90 days)	400 °C	27.098	1.898	_	0.0002555
(70 00,0)	800 °C	11.67	7.325	9.222	_
	23 °C	30.01	—	0.5334	0.0002217
Group II (28 days)	400 °C	31.55	1.553	—	0.0001937
(20 00 3)	2° 008	20.1	9.98	11.53	—
0 "	23 °C	29.11	—	0.9239	0.006774
(90 days)	400 °C	27.95	0.538	_	0.01324

17.45

5.371

Tukey's test for the pullout test

cracks and splinters, that is, spalling. For both groups, the modulus increases with increasing age because the cement reactions are stabilized and the effect of temperature is higher than age in the compressive strength. The modulus of elasticity decreased when the specimens were submitted to 400 and 800 °C. At 90 days the reductions in strength were, respectively, 26.5 and 81.8 % for group I and 34.1 and 87.2 % for group II. Morales et al [31] achieved a reduction in elastic modulus of approximately 46 % at 300 °C and 73 % at 450 °C.

For the ANOVA, for both groups, at 90 days, at room temperature, 400 and 800 °C, the coefficient of determination was 0.977, i.e., 97.7 % of the total variation is explained by the variation of the modulus of elasticity. The variation in temperature significantly affected the modulus of elasticity, Table 2(b) and Figure 5(b). The factor 'groups' and the interaction between 'groups' versus 'temperature' were not statistically significant for this property. The largest modulus of elasticity takes place for group II at room temperature, 45 GPa estimated, Figure 5(b).

4.833



#### Figure 7



#### 3.3 Steel-concrete bond stress

The results of bond stress by the pullout test for groups I and II after exposure to temperatures is shown in Figure 7. In the Analysis of Variance of the bond stress at 90 days of age for both groups at room temperature, 400 and 800 °C, the coefficient of determination was 0.71, that is, 71 % of the total variation is explained by the variation of bond stress. There was no significant difference at 95 % confidence for temperature.

By the Tukey test, the strengths were statistically similar at 400 °C, but significant differences occurred at 800 °C for both groups, Table 2(b). For group I, at 400 °C, there was a resistance increase of 13.4 % and at 800 °C a reduction of 51.1 %. At 400 °C, for group II at 28 days, there was an increase in bond resistance of 5.33 %. At 800 °C, reductions of 33 and 39.9 % were observed at the ages of 28 and 90 days, respectively. In Scotton's work [8], a 2 % increase was observed at 400 °C and at 600 °C there was a 29 % reduction in the first concreting at 28 days. In 80 MPa compressive strength concretes, Caetano [6] obtained at 470 °C a 50 % reduction in bond strength. Ergün et al [9] found reductions of 21, 27, 60 and 76 % at 200, 400, 600 and 800 °C, respectively, at 90 days. There are significant differences at 800 °C for bond stress, Figure 5(c), response surface. The highest bond stress at 90 days are

obtained once again for the combination of group II at room temperature, with estimated values of 30 GPa.

By the Tukey test, for 28 days (Table 2(b)), not all temperatures had an influence on compressive strength. Comparing the bond stresses at 23 and 400  $^{\circ}$ C, they are statistically similar. Comparing the results at 800 with 23 and 400  $^{\circ}$ C, there are significant differences, similar at 90 days.

The fact that significant changes start after 400 °C may be due to the dehydration process of the C-S-H gel that starts at 100 °C and ends near 400 °C. Lima [15] states that during this process water release occurs and, in some cases, formation of anhydrous silicates and calcium oxide (CaO). During cooling, partial rehydration of these components may occur. For samples heated above 600 °C and then cooled, the CaO rehydrates, causing expansion that may contribute to the appearance of cracks in the concrete, making it fragile.

# 3.4 Comparative analysis between compressive strength and bond stress

Comparing the curves of compressive strength and bond stress for group I, Figure 8(a), they show a similar behavior. Group II, Figure 8(b), shows similar behavior between the different ages, but with significant statistical difference for compressive strength between ages.



#### Figure 8

Comparative analysis between compressive strength and bond strength: (a) group I at 90 days; (b) group II at 28 and at 90 days



### Figure 9

Bond strength-slip curve, group II at 90 days: (a) 23 °C, (b) 400 °C, (c) 800 °C

#### 3.5 Bond stress-slip correlation

The curve of bond stress versus slippage for the concrete of group II at 90 days, after exposure at 23, 400 and 800 °C is shown in Figure 9. At 23 °C, only the specimen SP5 was cracked, for the others, there was sliding and flow of the steel bar. At 400 °C, SP4 and SP5 samples were cracked and sliding occurred in the others; at 800 °C all specimens were cracked.

# 3.6 Bond stress characteristic versus effective strength

The ABNT Brazilian standard [1] establishes an equation to determine the design stress. As in this work the bending test was not performed, ABNT [1] admits the correlation between the average tensile strength and the characteristic compressive strength (fck). Therefore, for group I with fck = 30 MPa, the design bond stress is 3.26 MPa. For group II with fck = 65 MPa the design stress is 5 MPa. In all groups, even after exposure to high temperature, the bond continues to meet the required value for project design, emphasizing that the Brazilian standard is in favor of safety.

# 4. Conclusions

The results of this work show that the performance of both compressive strength and bond stress, for concretes of both groups, changes when subjected to different (and rising) temperature. The bonding and compressive strength curves were similar at room temperature. At 400  $^{\circ}$ C there was no significant variation for them and at 800  $^{\circ}$ C there was significant loss of strength in all cases. Therefore, there is a close relationship between bond stress and

compressive strength. As Caetano [6] quotes, exposure to high temperatures considerably affects bond strength after 400 °C. At the age of 90 days, for the 30 MPa and 65 MPa concretes, the reduction in bond strength at 800 °C was 51.1 and 39.9 %, respectively, which shows the significant loss of bond, compromising the structure. This work and others, as Scotton's [8], show that up to 400 °C a small increase in strength can occur. In this study, there was a 12.5 % increase in compressive strength and 5.33 % in bond strength for group II at 28 days. High temperatures significantly reduced the modulus of elasticity, with reductions higher than 80 % at 800 °C. The age had no significant influence on the bond stress of concrete in both groups. For a better analysis of the bond stress versus slip curve, good reinforcement confinement is important so that splitting failure does not occur before the bar slips.

# 5. References

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – procedimento - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [2] TAVARES, A. J. et al. Aderência aço-concreto: simulação numérica dos ensaios de arranchamento pull-out e APU-LOT usando o programa ATENA. Rev. IBRACON Estrut. Mater., São Paulo, v. 7, n. 1, Feb. 2014; p. 138-157, 2014.
- [3] ARAÚJO, J. M. de. Curso de Concreto Armado, Rio Grande: Dunas, 4ed, 4 v. (Volume 1), 2014.
- [4] CASTRO, C.M. Concreto de Alto Desempenho: Estudo da Aderência com a Armadura sob Ações Repetidas, São Carlos, 2002, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- [5] NEGRÃO, D.E. e PIMENTEL, L.L. Aderência compósito x aço: influência do diâmetro da barra de aço. In: XVII Encontro de Iniciação Científica e II Encontro de Iniciação em Desenvolvimento Tecnológico e Inovação, São Paulo, Set 2012, Anais.
- [6] CAETANO, L. F. Estudo do comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas, Porto Alegre, 2008, Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pósgraduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 153 f.
- [7] OLIVEIRA, L. C. B e JACINTHO, A. E. P. G. A. Estudo da influência do diâmetro da barra na aderência entre o aço e o concreto convencional. In: XVII Encontro de Iniciação Científica e II Encontro de Iniciação em Desenvolvimento Tecnológico e Inovação, São Paulo, Set 2012, Anais.
- [8] SCOTTON, J. A. Comportamento da aderência Armadura-Concreto em situações não usuais: Efeito de altas temperaturas, Porto Alegre, 2013. 96 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 96 f.
- [9] ERGÜN, A.; KÜRKLÜ, G.; BASPINAR, M. S. The effects of material properties on bond strength between reinforcing bar and concrete exposed to high temperature. Construction and Building Materials 112-Elsevier, 2016, p. 691-698.
- [10] MORELY, P.; ROYLES, R. Response of the bond in reinforcing concrete to high temperatures Mag. Concr. Res., 35 (123), 1983, p. 67-74 Google Scholar apud
- [11] HADDAD, R.; SHANNIS, L. Post-fire behavior of bond between high strength pozzolanic concrete and reinforcing steel. Construction and Building Materials, 18-Elsevier, 2004, p. 425-435 apud
- [12] HADDAD, R.; AL-SALEH, R.J.; AL-AKHRAS, N.M. Effect of elevated temperature on bond between steel reinforcement and fiber reinforced concrete Fire Saf. J., 43, 2008, p. 334-343 apud
- [13] BINGOL, A.F.; GUL, R. Residual bond strength between steel bars and concrete after elevated temperatures. Fire Saf. J., 44, 2009, p. 854-859 apud
- [14] SILVA, D. dos S. da. Propriedades mecânicas residuais após incêndio de concretos usados na construção civil na grande Florianópolis, Florianópolis, 2009. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 102 f
- [15] LIMA, R. C. A. Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas, Porto Alegre, 2005. Tese (Doutorado) - Curso de Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 257 f.
- [16] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado, Rio de Janeiro: Interciência, v. 1, 1<sup>a</sup> Ed, 1977.
- [17] FLETCHER, I.; BORG, A.; HITCHEN, N.; WELCH, S.Performance of concrete in fire: A review of the state of

the art, with a case study of the windsor tower fire. BRE Research Publications, Edinburgh Research Archive, Ed-inburgh, GB, 2006.

- [18] POLOJU, K. K.; MANCHIRYAL, R. K.; RAHUL. C. Strength Studies on Different Grades of Concrete Considering Fire Exposure. American Journal of Civil Engineering. Vol. 6, No. 1, 2018, pp. 16-23. doi: 10.11648/j. ajce.20180601.14
- [19] EL-FITIANY, S.; YOUSSEF, M. Interaction Diagrams for Fire-Exposed Reinforced Concrete Sections, Canadá, Engineering Estructures, v. 70, 2014, p. 246-259.
- [20] KHOURY, G. A. Effect of Fire on Concrete and Concrete Structures. Progress in Structural Engineering and Materials, v. 2, n. 4, 2000, p. 429-447.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto para fins estruturais - NBR 8953, Rio de Janeiro, 2015.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados – Determinação da composição granulométrica- NBR NM 248, Rio de Janeiro, 2003.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - NBR NM 67, Rio de Janeiro, 1998.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova - NBR 5738, Rio de Janeiro, 2015.
- [25] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. RILEM/ CEB/FIP RC6: Bond test for reinforcing steel: 2-Pull-out test, Suíça, 1983, P. [1-5].
- [26] METHA, P. Kumar, MONTEIRO, Paulo J. M. "Concreto – estrutura, propriedades e materiais". Ed. PINI. São Paulo, 2018.
- [27] RILEM TC 129 MHT: Test Methods for Mechanical properties of concrete al high temperatures, Shrinkage, 2000, part 9.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos - NBR 5739, Rio de Janeiro, 2017.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão - NBR 8522, Rio de Janeiro, 2008.
- [30] SILVA, B.V. Proposição de um teste de aderência para o controle tecnológico da resistência à compressão do concreto, Porto Alegre, 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- [31] MORALES, G.; CAMPOS. A.; FAGARELLO, A. M. P. Ação do fogo sobre os componentes do concreto. In: Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, v. 32, n. 1, p. 47-55, Londrina, 2011.



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

# Factors influencing ultrasonic pulse velocity in concrete

# Fatores de influência na velocidade de pulso ultrassônico no concreto







J. P. GODINHO a jayson.godinho.eng@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-2948-8639

T. F. DE SOUZA JUNIOR <sup>b</sup> tennisonufpr@outlook.com https://orcid.org/0000-0003-0235-3152

M. H. F. MEDEIROS a medeiros.ufpr@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-3112-9715

M. S. A SILVA \* mari125@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-5026-7676

# Abstract

The hydration process of Portland cement triggers reactions of stabilization of minerals from the contact of the clinker with water, which is the Hydrated Calcium Silicate (C-S-H), the Etringite  $(3CaO.Al_2O_3.3CaSO_4.32H_2O)$  and the Portlandite  $(Ca(OH)_2)$ . In order to understand the effects of the evolution of hydration in cement, it is possible to apply non-destructive tests. In this context, the objective of this work is to evaluate the influence of the type of cement, the curing age, of the format and humidity of the test specimens of concrete in the ultrasonic pulse velocity (UPV). In order to do that, 36 cylindrical test specimens (10 x 20 cm) and 9 cubic ones with 25 cm of edges, with mix proportion of 1:2,7:3,2 (cement/sand/gravel), water/cement ratio of 0.58 and three types of Portland cement (CP II-Z-32, CP IV-32 RS and CP V-ARI) were molded. With data obtained it was possible to correlate the increase of concrete strength along time (at ages of 7, 14, 28, 70 and 91 days) with the increase of the ultrasonic pulse velocity. Besides, it was possible to prove the direct influence of the concrete moisture and of the degree of hydration in the UPV. The shape of the test specimen generally had no influence on the results, except in the case of cement CP V ARI.

Keywords: non-destructive testing, durability, water absorption.

# Resumo

O processo de hidratação do cimento Portland desencadeia reações de estabilização de minerais provenientes do clínquer em contato com a água, que é o Silicato de Cálcio Hidratado (C-S-H), a Etringita (3CaO.Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.3CaSO<sub>4</sub>.32H<sub>2</sub>O) e a Portlandita (Ca(OH)<sub>2</sub>). Para o entendimento do efeito da evolução destes processos de hidratação, é possível aplicar o uso de ensaios não destrutivos. O objetivo do presente trabalho é avaliar a influência do tipo de cimento, da idade de cura, do formato e da umidade dos corpos de prova de concreto na velocidade de pulso ultrassônico (VPU). Para tal, foram moldados 36 corpos de prova cilíndricos (10x20 cm) e 9 cúbicos com 25 cm de arestas, com traço 1:2,7:3,2 (cimento/areia/brita), relação água/cimento de 0,58, e três tipos de cimento Portland (CP II-Z-32, CP IV-32 RS e CP V-ARI). Com os dados obtidos foi possível correlacionar o aumento da resistência do concreto a olongo do tempo (nas idades de 7, 14, 28, 70 e 91 dias) com o aumento da velocidade de pulso ultrassônico. Além disso, foi possível comprovar a influência direta da umidade do concreto e do grau de hidratação na VPU. A forma do corpo de prova, de modo geral não apresentou influência nos resultados, com exceção do caso do cimento CP V ARI.

Palavras-chave: ensaios não-destrutivos, durabilidade, absorção de água.

Universidade Federal do Paraná, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Curitiba, PR, Brasil;
 Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, RS, Brasil.

Received: 03 Ago 2018 • Accepted: 18 Sep 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

# 1. Introduction

In reinforced concrete structures, the compressive strength of concrete consists in one of the most relevant and applied properties for dimensioning the structural elements. For evaluating this property in works, test specimens are molded and, posteriorly, broken in some healing ages under controlled conditions. Some authors cite that the hydration of Portland cement reaches, at 28 days of cure, near 70-80% of the degree of hydration and is practically completed at 365 days (Mehta e Monteiro [1]; Taylor [2]) . However, when the material is released, thickened and cured in the field, it will not be under the same conditions exposed in the tests and the effective degrees of hydration should be smaller than in cases of ideal cure conditions. The hydration process of cement may be directly evaluated using techniques such as microscopy, thermo-gravimetry or X-ray diffraction, or indirectly by determination of the heat developed in hydration (Naik et al. [3]; Neville [4]). But in structures molded "in loco" efficient alternatives are needed for evaluating concluded structures and in operating conditions, without damages to functionality or aspect (Pereira e Medeiros [5]).

In face of that, a usual method of inspecting and diagnosing the performance of structures is to extract, "in loco", the witness and to submit it to axial compression tests, in order to determine the compressive strength of the analyzed concrete. However, in many situations, the geometry of the structural element does not allow the standard obtention of the sample, besides affecting the stability of the piece (Castro *et al.* [6]).

For that, during the last decades, it was sought to develop new technologies enabling the exemption of damages or that would minimally interfere in the resistance capacity of the structure, also known as non-destructive tests. Besides allowing the monitoring and diagnosis of recent or old structures, the non-destructive tests should have interesting economic and operating characteristics, such as: easiness of operation, low operating cost of monitoring, speed of execution and, also, keeping unscathed the structure of the analyzed material, as reported by Grantham *et al.* [7]. Ultrasound is a representative of those non-destructive methods that, according to ASTM E 114 [8], may be used for detection of defects inside the concrete, as well as of deterioration due to the aggressiveness of the media and of ice-thaw cycles.

In functional terms, Ferrari and Padaratz [9] explained that when the mechanical impulses are applied to a solid, three waves are pro-

duced, in a way that each wave allows a specific movement of particles, being them: Longitudinal (compression), transversal (crosscut) and superficial. Among the most varied factors (Example: presence of reinforcement, fissures, temperature and dimension of aggregate) there are factors intrinsic to the concrete that interfere in the measurements of the ultrasound testing such as type of cement, water/cement radio, hydration degree, and cure conditions of the concrete (NBR 8802 [10]; De Belie *et al.* [11]; Nagrockiene *et al.* [12]; Ferrari and Padaratz [9]). Regarding this theme, Nagroskiene *et al.* [12]) highlight that the amount of superplasticizer additive and its interaction with the type of cement, also have influence in the ultrasonic pulse velocity. Besides, it is important to highlight that the type of cement and hydration degree have more influence during the early ages (until 24-48 hours) as shown by results from Sturrup *et al.* [13]; Elvery and Ibrahim [14] and Evangelista [15].

Cosme-Lopez et al. [16] verified in their work that due to the high correlation found on their experiment, the tests with ultrasound may even replace the ones of compressive strength, for detecting the evolution of the hydration of the cement paste present in concrete. The work from Pereira e Medeiros [5] corroborates this information indicating a linear correlation between compressive strength and ultrasonic pulse velocity with R2 of 0.98. On the other hand, the work from Capraro et al. [17] had linear relation with R2 ranging between 0.75 and 0.92, indicating that there is possibility of less precise correlation indices than the ones above 0.90, already reported. However, Demirboga et al. [18] and Sabbag and Uyanik [19] had exponential relations with R2 between 0.90 and 0.99, and this last one had one proposal of a model for estimating the compressive strength using data of ultrasonic pulse velocity.

According to ASTM 114 [8], the test of ultrasonic pulse velocity represents a viable technology for the diagnosis of structures, because besides allowing the characterization of the material, it is useful to evaluate its integrity and to estimate the compressive strength and the modulus of elasticity of the material. Besides, Hernandez et al. [20] cited that the method of ultrasonic pulse velocity is widely used to verify the density and the elastic parameters of ceramic materials, as indicated by works of Mesquita et al. [21] and Mesquita et al. [22] who made applications of the technique to study historical works built from structural walls with ceramic blocks.

Inside this context, this study aims to evaluate the influence of the type of cement, curing age, shape and humidity of test specimens of concrete on ultrasonic propagation velocity (UPV) readings.

#### Table 1

Chemical characterization of cements CP V-ARI, CP II-Z-32 and CP IV-32 RS

Component		Type of cement	
Component —	CP V-ARI	CP II-Z-32	CP IV-32 RS
CaO (%)	60.89	54.67	45.17
SiO <sub>2</sub> (%)	18.96	22.04	28.92
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	4.24	6.17	9.56
SO <sub>3</sub> (%)	3.00	2.69	2.31
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	2.66	3.10	3.83
MgO (%)	3.87	3.45	2.88
Loss on ignition (%)	3.18	5.51	3.29
Insoluble residue (%)	0.81	10.96	25.33

Turno of toot	Type of cement		
	CP V-ARI	CP II-Z-32	
Hot expandability (%)	0.14	0.58	
Setting time of cement (initial)	3:40	4:47	
Setting time of cement (final)	4:30	5:59	
Normal consistency water (%)	29.9	27.7	
Blaine (cm²/g)	4351	3553	
#200 (%)	0.03	1.62	
#325 (%)	0.27	11.04	

51.9

3.11

#### Table 2

Physical characterization of cement CP V-ARI, CP II-Z-32 and CP IV-32 RS

# 2. Materials and methods

Compressive strength (MPa)

after 28 days of curing Specific mass (g/cm<sup>2</sup>)

In order to reach the proposed goals, a total of 45 cylindrical test specimens (10 cm x 20 cm) and 9 cubic test specimens with edges of 25 cm were molded. From this set of samples, 36 cylindrical test specimens were submitted to the test of axial compression according to standard NBR 5739 [23], and nine cylindrical and nine cubic ones were used exclusively for readings of ultrasonic pulse velocity, according to NBR 8802 [10]. Test specimens were kept in immersion cure, in lime saturated water, with environment temperature ( $20 \pm 5 \,^{\circ}$ C) during the whole period of 100 days of the experiment, according to NBR 5738 [24].

#### 2.1 Materials

Cements used in the experiment were the CP V-ARI, CP II-Z-32 and CP IV-32 RS, whose chemical properties (executed in a X-ray fluorescence spectrometer X (FRX) PW2424/00 - Magix Panalytical) and physical ones are informed in Table 1 and Table 2.

37.23

2.98

CP IV-32 RS 0.40 4:31 5:17 30.1 4200 0.46 2.60

44.2

2.82

The fine aggregate, from the metropolitan region of Curitiba, was inside the inferior and superior limits of the zone of optimum particle size distribution (Figure 1). The coarse aggregate also comes from the metropolitan region of Curitiba, of basaltic origin, and was inside the granulometric zone 9.5/25 mm. For both aggregates, the characterization was obtained from the described by NBR 7211 [25]. The specific mass of the fine aggregate was 2.59 g/cm<sup>3</sup> and of the coarse aggregate was of 2.72 g/cm<sup>3</sup>.

The mixing proportion adopted as reference concrete was 1:2.7:3.2 (cement: sand: gravel) and the water/cement ratio was 0.58, the same one used by Pereira and Medeiros [5]. The slump test obtained from the three traces regarding the three cements were 160, 180 and 210, regarding CP V-ARI, CP II-Z-32 and CP IV-32 RS, respectively. Water used was potable, provided by the local utility ("Companhia de Saneamento do Paraná – SANEPAR"). Densification was made manually, with standard metal rod, the filling



## Figure 1

Particle size curve of aggregates for test specimens



#### Figure 2

Transducer positioning mode for ultrasonic pulse emission and reception in cylindrical test specimens 10 cm x 20 cm

of the test specimens being made in 2 layers of concrete for all samples, as precognizes NBR 5738 [24].

### 2.2 Ultrasonic Pulse Velocity (UPV) test

Readings were made with the help of equipment Ultrasonic Pulse Velocity - Pundit Lab, from manufacturer Proceq, constituted of two transducers working together in the measurement (one sender and one receptor of waves). The equipment was configured with transmission/reception frequency of 54 kHz, using transducers of 50 mm of diameter.

All readings were made according to NBR 8802 [10], using the method of direct transmission between transducers, as illustrated in Figure 2. Before each reading, the surface was cleaned, removing any material that may mask the penetration of the sonic beam. Next, for each reading was used the coupling gel indicated by the manufacturer in order to produce the proper contact between transducers and surfaces of the concrete.

In order to ensure the centralization of the readings in each cylin-

drical test specimen, a metallic apparatus was used as positioning guide, as illustrated in Figure 2.

#### 2.3 Evaluation of UPV in fresh concrete

As illustrated in Figure 3, the test was made with fresh concrete introduced in a cylindrical mold with dimensions of 10 cm x 20 cm restricted in the base and on the top by two glass plates in order to confine the concrete.

Molding was effected with the cylindrical mold positioned vertically with the base supported in the glass plate. Next, the second glass plate was positioned in the whole of the mold, fixation was made with the screws and the set positioned in horizontally, as shown in Figure 3.

Readings were made using the glass plates as contact surface of transducers. The coupling gel was used for contact of transducers of 54 kHz, on the same way that was made in the case of direct coupling in concrete, when the test was made in hardened state. FREIRE *et al.* [26] did a monitoring procedure of the UPV



#### Figure 3

Fresh concrete UPV test with 10 cm x 20 cm cylindrical shapes and tempered glass plates at the bases



Figure 4 Capillary absorption test of specimens (procedure of NBR 9779 [27])

of concrete in fresh state with a procedure similar to this one. Readings were made at times of 3 h, 5 h, 7 h and 9 h counting from the mixture of dry materials with water. Those reading moments were adopted in order to monitor the UPV between the initial and final setting time of cement, generating information regarding the transition period of concrete between liquid and solid states.

#### 2.4 Evaluation of UPV in hardened state

#### INFLUENCE OF MOISTURE

Capillary water absorption in hardened concrete was evaluated for ages of 28 days, 70 days and 91 days of cure for three different cements, according to NBR 9779 [27]. For executing the test, the test specimens passed by a kiln-drying, at a temperature of 100 °C until mass constancy, in order to determine the dry mass and the UPV in dry condition. In possession of the dry test specimens, they were positioned over supports, filling with water the test recipient, in a way that the water level remained in  $5 \pm 1$  mm over its inferior face (Figure 4). Posteriorly mass and UPV of the test specimens were determined in 3 h, 6 h, 24 h, 48 h and 72 h, in order to verify the influence of capillary water absorption in the UPV.



#### Figure 5

Transducers positioning mode for ultrasonic pulse emission and reception in 25 cm cubic edge specimens

#### INFLUENCE OF COMPRESSIVE STRENGTH

The test of axial compressive strength was made according to NBR 7215 [28], whose test specimens were retired from immersion and the reading made with the ultrasound equipment moments before the rupture, with test specimens still saturated for ages of 7 days, 14 days, 18 days, 70 days and 91 days of cure submersed in saturated water with cal.

#### INFLUENCE OF THE MOLD IN THE TEST SPECIMEN

Three cylindrical test specimens (10 cm x 20 cm) and three cubic ones (25 cm of edges) were molded for each one of the three types of cements (CP V-ARI, CP II-Z-32 and CP IV-32 RS), in a total of nine cylindrical and nine cubic ones. Readings of UPV, with test specimens always saturated with dry surface, were made in ages of 7, 14, 28, 70 and 91 days, using transducers of 54 kHz, coupled in the test specimens with conductive ultrasound gel. For cylindrical ones was used the metallic support in order to align the transducers with the center of the test specimens. For the cubic ones, the center of the test specimens was marked with the help of a caliper in order to also facilitate the alignment of transducers (Figure 5).

#### STATISTICAL ANALYSIS

In order to corroborate results and verify the difference and significance or not of data obtained, a Variance Analysis (ANOVA: one criteria) and Tukey's test *a posteriori* were made, with 95% of trust with the help of the free Software Bioestat - version 5.3.

# 3. Results and discussions

#### 3.1 Ultrasonic pulse velocity of concrete in fresh state

In this stage of the study, it was sought to verify the behavior of the ultrasonic pulse velocity during the first hours of concrete hydration. In other words, in the transition period between the plastic state and the one of porous solid. This way, Figure 6 shows data from the readings of times of 3 h, 5 h, 7 h and 9 h after the mixture of dry materials with water. According to Mehta and Monteiro [1] hydration is influenced by the fineness of the cement, water/cement ratio, cure temperature, presence of additives and additions



#### Figure 6

Ultrasonic pulse velocity for the three different types of cement in the first hours of hydration

in cement. Based on the statistical test applied, it was not possible to verify significant differences, because *p*-value was greater than 0.05 for all reading times. As the trend of results was not clear, other studies focusing specifically on UPV in fresh state are needed in order to have more effective conclusions.

#### 3.2 Ultrasonic pulse velocity of concrete in hardened state

In Figure 7 is presented the evolution of the compressive strength and ultrasonic pulse velocity along time for the three types of cements studied (CP V-ARI, CP II-Z-32 and CP IV-32 RS), as well as the correlation for both parameters. It is important to highlight that the correlation was made for the readings obtained in the same test specimens that were broken.

It is observed in Figure 7 (a) that the compressive strength of the three types of cement increased along time and this increase from the 7 until the 91 days of cure was of 45% to CP V, 117% to CP II Z and of 95% to CP IV. It is interesting to observe that there was a sharp increase in the compressive strength of cements CP II Z 32 and CP IV from 70 to 91 days, coming from late pozzolanic reactions regarding the hydration of cement additions. Mehta and Monteiro [1] state that concretes without mineral additions in cement and with levels of clinker over 90% (CP V) gain approximately 90% of resistance at 28 days of wet cure. For this study the concrete dosed with cement CP V had 89% of the resistance gain at



#### Figure 7

Evolution of concrete strength and UPV over time: a) compressive strength; b) ultrasonic pulse velocity as a function of the shape of test specimen; c) correlation between compressive strength and ultrasonic pulse velocity

28 days (compared with rupture at 91 days) and for cements CP II Z and CP IV the gain was approximately of 55%, which was also expected because, according to Mehta and Monteiro [1] the pozzolanic additions have smaller hydration speed regarding clinker. It was possible to statistically observe significant differences regarding compressive strength when comparing CP V with C II Z and CP V with CP IV until the age of 70 days and non-significant between CP II Z with CP IV until this same age. Regarding the age of 91 days, no cement had a significant difference.

By means of Figure 7 (b) it is observed that the ultrasonic pulse velocity increased only 6% from 7 until 91 days for CP V and approximately 23% for cements CP II Z and CP IV, being possible to verify statistical difference in the comparison of ages regarding the type of cement, corroborating the influence of cure time/degree of hydration in the increase of ultrasound speed. After executing the statistic test, it was not possible to verify statistic differences for any of the ages, when comparing CP II Z with CP IV. In comparison of CP V with CP II Z, it was possible to observe differences in



### Figure 8

Physical tests over 72 h for the three types of cement at the age of 28 days: (a) ultrasonic pulse velocity throughout the absorption test; b) capillary water absorption.; c) correlation between ultrasonic pulse velocity and capillary water absorption

the ages of 7 and 70 days. On the comparison of CP V with CP IV, the ages with differences were 7 days, 14 days and 70 days. As happened with the compressive strength in the age of 91 days, none of the cements had significant differences to UPV. Comparing with experiments of Sturrup *et al.* [13], Elvery and Ibrahim [14] and Evangelista [15], this work confirms that the type of cement and the hydration degree have more influence on the first ages, however, at least for materials used in this research, not only until 24-48 hours of the mixture of dry materials with water.

This information is according to work of Malhotra e Carino [29], stating that the effect of concrete age over UPV is similar to the effect of age over the compressive strength of concrete. According to authors, in the beginning the speeds grow more quickly, while in more advanced ages this growth is reduced. As found in Figure 7, Malhotra and Carino [29] state that the tendency of growth of the UPV is similar with the curve tension versus age of a given concrete, but UPV reaches a level of constancy before than in the case of compressive strength.



#### Figure 9

Physical tests over 72 h for the three types of cement at the age of 70 days: (a) ultrasonic pulse velocity throughout the absorption test; b) capillary water absorption; c) correlation between ultrasonic pulse velocity and capillary water absorption
Besides, it was noted that the ultrasonic speed increased more rapidly for CP II Z and CP IV during the first ages and continued at a slower rate until reaching 91 days, those results are in accordance with work of ABO-QUDAIS [30], where the author studied the effect of the parameters of the concrete mix in the propagation of ultrasound waves, obtaining readings starting from 4200 m/s at 28 days and with values near 5000 m/s at 90 days of cure. Those data corroborate with data from Figure 7 (b) that also varied between 4100 until 5300 m/s.

Still according to ABO-QUDAIS [30] the volume of capillary pores in the paste of hydraulic cement decreases with time, since the degree of hydration of the cement depends upon the curing age, despite other conditions of cure such as temperature and moisture that were kept constant during the study of the author. This information justifies the increase of UPV over healing time, as happened in Figure 7 (b). As it is possible to observe in Figure 7 (c), good linear correlations were obtained ( $R^2 \ge 90\%$ ) between resistance to average compressive strength and the ultrasonic pulse velocity for concretes obtained with the three types of cement. The linear adjustment was reasonable for the description of this relation, a conclusion also obtained by Pereira e Medeiros [5] studying three traces of concretes with water/cement ratios of 0.43, 0.50 and 0.59, which correlated compressive strength to compression *versus* the ultrasonic pulse velocity (m/s) by means of a linear regression whose R<sup>2</sup> was equal to 0.9972.

In contradiction, for Del Río *et al.* [31] the best way of presenting the correlation between compressive strength and ultrasonic speed is exponentially, but as it was already cited before, there are many factors influencing the readings and there is no consensus about the better correlation method , be it linear, polynomial or exponential.



#### Figure 10

Physical tests over 72 h for the three types of cement at the age of 91 days: (a) ultrasonic pulse velocity throughout the absorption test; b) Capillary water absorption; c) correlation between ultrasonic pulse velocity and capillary water absorption



#### Figure 11

Ultrasonic pulse velocity for the three types of cements at three ages, comparing saturated and dry test specimens

In Figure 8 are presented results of ultrasonic pulse velocity and capillary water absorption along 72 h of test of water suction by capillarity for the three types of cements in the age of 28 days of cure.

For this study the increase of ultrasonic pulse velocity along the 72 hours of the absorption test was of 3%, 5% and 4% for cements CP V, CP II Z and CP IV, respectively, whereas in comparison of CP V with CP II Z there was significant difference only at times of 3 h and 72 h. Comparing CP II with CP IV, there were differences only at the time of 72 h. Comparing CP II Z with CP IV there was no difference in any of the times. Water input in concrete should cause increase of UPV because the sound is transported with more speed in water than in the empty pores of concrete. However, the magnitude of the increase in UPV along the test of absorption by capillarity was small. Generally, it is possible to say that this happened due to the characteristics of the test of water absorptions by capillary suction, which involves the penetration of a small amount of water in concrete (12 grams in the case of the smaller absorption of 0.15 g/cm<sup>2</sup> and 20 grams for the case of greater absorption, which was of 0.25 g/cm<sup>2</sup>). In the test, water penetrates in the test specimen only by the face in contact with the water blade, so the moisture becomes heterogeneously distributed in the test specimens of concrete. This way, during the test the concrete increases the moisture but remains far from saturation, this being the justification for the degree of influence of the UPV along the test is small and not being possible to verify the statistical influence of the type of cement for the results of absorption observed.

Figure 8 (c) presents the linear correlation between UPV and capillary water absorption. Values of  $R^2$  are all over 0.90, indicating the existence of influence with direct relation between water input in concrete and UPV values.

In Figure 9 are presented the results of ultrasonic pulse velocity and capillary water absorption by along 72 h for the three types of cement at the age of 70 days of cure.

Figure 9 shows the results of ultrasonic pulse velocity and water absorption along 72 h of test of water suction by capillarity for the three types of cement at the age of 70 days of cure. After statistical analysis it was verified difference in UPV only comparing CP V with CP IV in the time of 24 h of test. However, it must be observed that the range of variation of UPV's data is smaller for 70 days (4900 – 5000 m/s). Besides, as expected, due to the increase of the hydration degree, values of absorption were smaller for concretes cured during 70 days, with significant difference when comparing CP V with CP IV and of CP II Z with CP IV at ages of 3 h and 6 h. However, for comparing CP V with CP II Z, it was not possible to observe differences. But it is important to highlight in Figure 9, that the correlation between UPV and capillary water absorption has values of R<sup>2</sup> greater than 0.89. Comparing correlation graphics for 28 days (Figure 8) with the ones of 70 days (Figure 9) it is observed that the amplitude of the influence of absorption is greater in the first case because at 70 days hydration is more advanced and the concrete less porous.

In Figure 10 are presented results of ultrasonic pulse velocity and capillary water absorption along 72 h for the three types of cement at the age of 91 days of cure. After statistic evaluation, when comparing CP V with CP II Z and CP II Z with CP IV, it was only observed difference in UPV on times of 6 h and 72 h, but it was not observed difference between CP V with CP IV in any of the times. In this case, there was less variation of water absorption and UPV, explained by the fact of this being the reading age with more time of submersed cure, in other words, with more degree of hydration. It is worth to highlight that it was not possible to observe statistical difference in absorption for the three types of cement.

Evaluating Figure 10 there was once again a direct relation between UPV and the testing time of capillary water absorption by suction, indicating that the input of water in concrete increases UPV.

In Figure 11 is presented the ultrasonic pulse velocity for the three types of cement and with the two degrees of moisture (dry and saturated test specimens). In this case, the influence of moisture is even clearer because the difference is more extreme, dry and saturated. Using the statistical technique ANOVA with Tukey's test a posteriori, with 95% of significance, it is possible to state that there is difference between the UPV of dry and saturated test specimens, with the exception of CP V at day 28, CP IV at 70 days and CP IV at 91 days. Thus, the dry concrete has empty pores as a factor making difficult the transportation of the sound waves because the ultrasonic pulse velocity is smaller in the air than in the



#### Figure 12

Comparison of UPV measurements on 10 cm x 20 cm cylindrical test specimens and 25 cm edge cubes for three types of cement at different ages

solid. When concrete becomes saturated, UPV has a tendency of increasing, because pores that are now empty are filled with water transported with more speed than the empty pores. This information is according to works of Naik et al. [3] and of Ohdaira and Masuzawa [32].

Figure 12 shows the comparison of readings executed in cylindrical test specimens of 10 cm x 20 cm and cubic ones with 25 cm of edge for all series studied. In most of the cases, it is possible to state that the shape of the test specimens did not have statistical difference in the readings, except CP V in all ages and CP IV at 7 days. The fact of not happening changes with the variation of shape and dimensions (in most of the comparison pairs) asserts that the measurement of the ultrasonic pulse velocity is effectively dependent of the variation of the material, this being a positive point for comparing results among different experimental studies regarding works from other authors.



#### Figure 13

Correlation between UPV measurement in 10 cm x 20 cm cylindrical test specimens and 25 cm cubic edge test specimens

Figure 13 shows the linear correlation of the ultrasonic pulse velocity in cylindrical and cubic test specimens for each one of the three types of cement. It is verified that the trend line for CP II Z and CP IV became very near the line of 45 degrees regarding the x axis. The behavior for the case of CP V was different so that the angular coefficient of the trend line regarding the x axis was less than 45 degrees. This confirms the comparison of averages by Tukey's test, reaffirming that in the case of CP V the UPV data are not equivalent for cylinder as well as for cube.

#### 4. Conclusions

This experimental research allowed to establish the conclusions listed next:

- With the correlation established between compressive strength and ultrasonic pulse velocity, it is possible to find that satisfactory linear relations were obtained for the three cements studied, with values of R<sup>2</sup> over 0.89;
- It was possible to verify statistical difference in the comparison of ages regarding the type of cement, corroborating the influence of healing time/hydration degree in the increase of ultrasonic pulse velocity;
- The type of cement had influence on UPV until the reading of 70 days when comparing CP V with CP II Z and CP V with CP IV, differently from what some authors state, who report to have found effect of the type of cement only until 24-48 hours after mixing the dry materials with water;
- The absorption test caused little variation on UPV, which became even smaller as the time of cure increased between 28 and 91 days;
- The comparison between dry and saturated concrete showed difference in UPV, so that the saturated concrete always had greater values of UPV. The exception was CP V ARI, which behaved differently from the others;
- The difference of ultrasonic pulse velocity (UPV) between test specimens with different geometries (cylindrical and cubic) was under 200m/s for most of the pairs compared. This confirms conclusions from other studies indicating that the variation of the geometry of the test specimen does not interfere in the propagation of ultrasonic waves. The exception was CP V in all ages, as happened in the comparison between dry and saturated concrete.

#### 5. Acknowledgments

The authors express their gratitude to the Brazilian agencies CNPq, CAPES and Foundation Araucária by the scholarship and financial support, as well as to the Graduate Program in Civil Construction Engineering (PPGECC) from the Federal University of Paraná (UFPR), and to the research group of Pathology and Recovery of Buildings (PRC).

#### 6. References

- P. K. MEHTA and P. J. M. MONTEIRO, Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais, 2<sup>a</sup> edição. São Paulo, 2014.
- [2] H. F. W. TAYLOR, *Cement chemistry*, 2°. London: Thomas Telford Ltda, 1997.

- [3] T. R. Naik, V. M. Malhotra, and J. Popovics, "The ultrasonic pulse velocity method," in *Handbook on non-destructive testing of concrete*, 2<sup>a</sup> edition., New York: CRC Press, 2004, pp. 84–97.
- [4] A. M. NEVILLE, *Propriedades do Concreto*, 2<sup>a</sup>. São Paulo: Editora Pini Ltda., 2015.
- [5] E. PEREIRA and M. H. F. MEDEIROS, "Ensaio de 'Pull Off' para avaliar a resistência à compressão do concreto: uma alternativa aos ensaios normalizados no Brasil," *RIEM - Rev. IBRACON Estruturas e Mater.*, vol. 5, no. 6, pp. 757–768, 2012.
- [6] A. L. CASTRO, S. C. ANGULO, P. C. BILESKY, R. F. C. SAN-TOS, L. T. HAMASSAKI, and E. SILVA, "Métodos de ensaios não destrutivos para estruturas de concreto.," *Techne Rev. Tecnol. da Construção*, vol. 17, pp. 56–60, 2009.
- [7] J. H. BUNGEY, S. G. MILLARD, and M. G. GRANTHAM, *Testing of concrete in structures*, 4<sup>a</sup> Edição. New York: Taylor & Francis, 2006.
- [8] ASTM AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MA-TERIALS, "ASTM E114 - Standard Practice for Ultrasonic Pulse-Echo Straight-Beam Contact Testing," West Conshohocken, PA, USA, 2015.
- [9] V. J. FERRARI and I. J. PADARATZ, "Aplicação de ondas ultra-sônicas na detecção das primeiras fissuras em vigas de concreto armado e na avaliação da resistência à compressão," *Acta Sci. Technol.*, vol. 25, no. 2, pp. 185–191, 2003.
- [10] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 8802 - Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda," Rio de Janeiro/RJ, 2013.
- [11] N. De Belie, C. U. Grosse, J. Kurz, and H.-W. Reinhardt, "Ultrasound monitoring of the influence of different accelerating admixtures and cement types for shotcrete on setting and hardening behaviour," *Cem. Concr. Res.*, vol. 35, no. 11, pp. 2087–2094, Nov. 2005.
- [12] D. Nagrockiene, I. Pundienė, and A. Kicaite, "The effect of cement type and plasticizer addition on concrete properties," *Constr. Build. Mater.*, vol. 45, pp. 324–331, Aug. 2013.
- [13] H. STURRUP, V. R.; VECCHIO, F. J.; CARATIN, "Pulse Velocity as a Mesuare of Concrete Compressive Strength," in *Nondestructive Testing of Concrete*, Special Pu., Detroit: American Concrete Institute (ACI), 1984, pp. 201–228.
- [14] R. H. Elvery and L. A. M. Ibrahim, "Ultrasonic Assessment of Concrete Strength At Early Ages.," *Mag. Concr. Res.*, vol. 28, no. 97, pp. 181–190, 1976.
- [15] A. C. J. EVANGELISTA, "Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos," 2002.
- [16] M. F. COSMES-LÓPEZ, F. CASTELLANOS, and P. F. de J. CANO-BARRITA, "Ultrasound frequency analysis for identification of aggregates and cement paste in concrete," *Ultrasonics*, vol. 73, pp. 88–95, Jan. 2017.
- [17] A. P. B. Capraro, C. B. Scremim, M. H. F. Medeiros, and N. S. Polegato, "Velocidade de Propagação de Ondas de

Ultrassom e Resistividade Elétrica para a Detecção do Ataque por Sulfatos de Origem Interna.," vol. 2, no. 3, pp. 38–47, 2017.

- [18] R. Demirboğa, İ. Türkmen, and M. B. Karakoç, "Relationship between ultrasonic velocity and compressive strength for high-volume mineral-admixtured concrete," *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 12, pp. 2329–2336, Dec. 2004.
- [19] N. Sabbağ and O. Uyanık, "Prediction of reinforced concrete strength by ultrasonic velocities," *J. Appl. Geophys.*, vol. 141, pp. 13–23, Jun. 2017.
- [20] M. G. HERNÁNDEZ, M. A. G. IZQUIERDO, A. IBÁÑEZ, J. J. ANAYA, and L. G. ULLATE, "Porosity estimation of concrete by ultrasonic NDE," *Ultrasonics*, vol. 38, no. 1–8, pp. 531–533, Mar. 2000.
- [21] E. Mesquita, R. Martini, A. Alves, P. Antunes, and H. Varum, "Non-destructive characterization of ancient clay brick walls by indirect ultrasonic measurements," *J. Build. Eng.*, vol. 19, pp. 172–180, Sep. 2018.
- [22] E. Mesquita et al., Heterogeneity detection of Portuguese–Brazilian masonries through ultrasonic velocities measurements, vol. 8. 2018.
- [23] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 5739 - Ensaio de compressao em corposde-prova cilindricos," Rio de Janeiro, 2007.
- [24] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova," Rio de Janeiro/RJ, 2003.
- [25] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 7211 - Agregados para concreto - especificação," Rio de Janeiro-RJ, 2009.
- [26] J. F. Freire, D. J. Q. ROSA, R. G. V. CARVALHO, R. J. PEDROSA, J. M. A. PINTO, and O. L. NASCIMENTO, "Estudo do comportamento da velocidade de onda ultrassônica em concreto fresco de cimento Portland," in *Anais do 58º Congresso Brasileiro de Concreto - CBC* 2016, 2016, no. 1.
- [27] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 9779: Argamassa e concreto endurecidos
   - Determinação da absorção de água por capilaridade," Rio de Janeiro/RJ, 1995.
- [28] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 7215: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão," Rio de Janeiro/RJ, 1996.
- [29] V. M. . Malhotra and N. J. Carino, Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, 2<sup>a</sup> edition. New York: CRC Press, 2004.
- [30] S. A. ABO-QUDAIS, "Effect of concrete mixing parameters on propagation of ultrasonic waves," *Constr. Build. Mater.*, vol. 19, no. 4, pp. 257–263, 2005.
- [31] L. M. DEL RÍO, A. JIMÉNEZ, F. LÓPEZ, F. J. ROSA, M. M. RUFO, and J. M. PANIAGUA, "Characterization and hardening of concrete with ultrasonic testing," *Ultrasonics*, vol. 42, no. 1–9, pp. 527–530, 2004.
- [32] E. Ohdaira and N. Masuzawa, "Water content and its effect on ultrasound propagation in concrete the possibility of NDE," *Ultrasonics*, vol. 38, no. 1–8, pp. 546–552, Mar. 2000.



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

### Factors influencing ultrasonic pulse velocity in concrete

### Fatores de influência na velocidade de pulso ultrassônico no concreto







J. P. GODINHO a jayson.godinho.eng@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-2948-8639

T. F. DE SOUZA JUNIOR <sup>b</sup> tennisonufpr@outlook.com https://orcid.org/0000-0003-0235-3152

M. H. F. MEDEIROS a medeiros.ufpr@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-3112-9715

M. S. A SILVA \* mari125@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-5026-7676

#### Abstract

The hydration process of Portland cement triggers reactions of stabilization of minerals from the contact of the clinker with water, which is the Hydrated Calcium Silicate (C-S-H), the Etringite  $(3CaO.Al_2O_3.3CaSO_4.32H_2O)$  and the Portlandite  $(Ca(OH)_2)$ . In order to understand the effects of the evolution of hydration in cement, it is possible to apply non-destructive tests. In this context, the objective of this work is to evaluate the influence of the type of cement, the curing age, of the format and humidity of the test specimens of concrete in the ultrasonic pulse velocity (UPV). In order to do that, 36 cylindrical test specimens (10 x 20 cm) and 9 cubic ones with 25 cm of edges, with mix proportion of 1:2,7:3,2 (cement/sand/gravel), water/cement ratio of 0.58 and three types of Portland cement (CP II-Z-32, CP IV-32 RS and CP V-ARI) were molded. With data obtained it was possible to correlate the increase of concrete strength along time (at ages of 7, 14, 28, 70 and 91 days) with the increase of the ultrasonic pulse velocity. Besides, it was possible to prove the direct influence of the concrete moisture and of the degree of hydration in the UPV. The shape of the test specimen generally had no influence on the results, except in the case of cement CP V ARI.

Keywords: non-destructive testing, durability, water absorption.

#### Resumo

O processo de hidratação do cimento Portland desencadeia reações de estabilização de minerais provenientes do clínquer em contato com a água, que é o Silicato de Cálcio Hidratado (C-S-H), a Etringita (3CaO.Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.3CaSO<sub>4</sub>.32H<sub>2</sub>O) e a Portlandita (Ca(OH)<sub>2</sub>). Para o entendimento do efeito da evolução destes processos de hidratação, é possível aplicar o uso de ensaios não destrutivos. O objetivo do presente trabalho é avaliar a influência do tipo de cimento, da idade de cura, do formato e da umidade dos corpos de prova de concreto na velocidade de pulso ultrassônico (VPU). Para tal, foram moldados 36 corpos de prova cilíndricos (10x20 cm) e 9 cúbicos com 25 cm de arestas, com traço 1:2,7:3,2 (cimento/areia/brita), relação água/cimento de 0,58, e três tipos de cimento Portland (CP II-Z-32, CP IV-32 RS e CP V-ARI). Com os dados obtidos foi possível correlacionar o aumento da resistência do concreto a olongo do tempo (nas idades de 7, 14, 28, 70 e 91 dias) com o aumento da velocidade de pulso ultrassônico. Além disso, foi possível comprovar a influência direta da umidade do concreto e do grau de hidratação na VPU. A forma do corpo de prova, de modo geral não apresentou influência nos resultados, com exceção do caso do cimento CP V ARI.

Palavras-chave: ensaios não-destrutivos, durabilidade, absorção de água.

Universidade Federal do Paraná, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Curitiba, PR, Brasil;
 Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, RS, Brasil.

Received: 03 Ago 2018 • Accepted: 18 Sep 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

#### 1. Introdução

Em estruturas de concreto armado, a resistência à compressão do concreto consiste em uma das propriedades mais relevantes e aplicadas para o dimensionamento dos elementos estruturais. Para a avaliação desta propriedade nas obras são moldados corpos de provas e posteriormente rompidos em determinadas idades de cura em condições controladas. Alguns autores citam que a hidratação do cimento Portland atinge aos 28 dias de cura cerca de 70-80% do grau de hidratação e praticamente se completa aos 365 dias (Mehta e Monteiro [1]; Taylor [2]) . Porém, quando o material é lançado, adensado e curado em campo, o mesmo não está nas mesmas condições expostas nos ensaios e os valores de grau de hidratação efetivos devem ser menores do que no caso das condições de cura ideal.

O processo de hidratação do cimento pode ser avaliado diretamente utilizando técnicas como microscopia, termogravimetria ou difração de raios X, ou indiretamente pela determinação do calor desenvolvido na hidratação (Naik *et al.* [3]; Neville [4]). Mas em estruturas moldadas in loco são necessárias alternativas eficientes para avaliação de estruturas concluídas e em condições de operação, sem danos à funcionalidade ou à aparência (Pereira e Medeiros [5]).

Diante disto, um método usual de se inspecionar e fazer diagnósticos do desempenho das estruturas é a extração do testemunho in loco e submetê-lo a ensaios de compressão axial, para determinar a resistência à compressão do concreto analisado. Contudo, em muitas situações, a geometria do elemento estrutural não viabiliza a obtenção padronizada da amostra, além de afetar a estabilidade da peça (Castro *et al.* [6]).

Para tanto, nas últimas décadas buscou-se desenvolver novas tecnologias que permitissem a isenção de danos ou que interferisse minimamente na capacidade resistente da estrutura, também conhecidos como ensaios não destrutivos. Além de permitir o monitoramento e diagnóstico de estruturas recentes ou antigas, os ensaios não destrutivos devem apresentar características econômicas e operacionais interessantes, tais como: facilidade de operação, baixo custo de operação do monitoramento, rapidez de execução e ainda manter incólume a estrutura do material analisado, conforme relatado por Grantham *et al.* [7]. O ultrassom é um representante destes métodos não destrutivos que, de acordo com a ASTM E 114 [8], pode ser usado para a detecção de defeitos no interior do concreto, assim como a deterioração decorrente de agressividade do meio e dos ciclos de gelo-degelo.

Em termos funcionais, Ferrari e Padaratz [9] explicaram que quando os impulsos mecânicos são aplicados a um sólido são produzidas três ondas, de forma que cada onda possibilita um movimento específico de partículas, sendo elas: Longitudinal (compressão), transversal (cisalhamento) e superficial. Dentre os mais variados fatores (Ex: presença de armadura, fissuras, temperatura e dimensão do agregado) existem fatores intrinsecos ao concreto que interferem nas medições do ensaio de ultrassom como o tipo de cimento, relação água/cimento, grau de hidratação, umidade e condições de cura do concreto (NBR 8802 [10]; De Belie et al. [11]; Nagrockiene et al. [12]; Ferrari e Padaratz [9]). Sobre este tema Nagroskiene et al. [12]) ressaltam que o teor de aditivo superplastificante e sua interação com o tipo de cimento também tem influência na velocidade de pulso ultrassônico. Além disso, é importante salientar que o tipo de cimento e o grau de hidratação têm maior influencia nas primeiras idades (até 24-48 horas) como mostram os resultados de Sturrup et al. [13]; Elvery e Ibrahim [14] e Evangelista [15].

Cosme-Lopez *et al.* [16] verificaram em seu trabalho que devido à alta correlação encontrada no seu experimento, os ensaios com ultrassom podem até substituir os de resistência à compressão para detectar a evolução da hidratação da pasta de cimento presente no concreto. O trabalho de Pereira e Medeiros [5] corrobora esta informação indicando uma correlação linear entre a resistência à compressão e a velocidade de pulso ultrassônico com R2 de 0,98. Por outro lado, o trabalho de Capraro et al. [17] apresentou relação linear com R2 variando entre 0,75 e 0,92, indicando que existe a possibilidade de índices de correlação menos precisos do que os que ficam acima de 0,90 já relatados. Contudo, Demirboga *et al.* [18] e Sabbag e Uyanik [19] apresentaram relações exponenciais com R2 entre 0,90 e 0,99, e este último apresentou uma proposição de um modelo de estimativa da resistência à compressão com o uso de dados de velocidade de pulso ultrassônico.

De acordo com a ASTM 114 [8], o ensaio de velocidade de pulso ultrassônico representa uma tecnologia viável a diagnóstico de estruturas pois além de permitir caracterizar o material, serve para avaliar a sua integridade e estimar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do material. Além disso, Hernandez *et al.* [20] citaram que o método de velocidade de pulso ultrassônico é utilizado amplamente para verificar a densidade e os parâmetros

#### Tabela 1

Caracterização química dos cimentos CP V-ARI, CP II-Z-32 e CP IV-32 RS

Componeto		Tipo de cimento	
Componenie	CP V-ARI	CP II-Z-32	CP IV-32 RS
CaO (%)	60,89	54,67	45,17
SiO <sub>2</sub> (%)	18,96	22,04	28,92
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	4,24	6,17	9,56
SO <sub>3</sub> (%)	3,00	2,69	2,31
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	2,66	3,10	3,83
MgO (%)	3,87	3,45	2,88
Perda ao fogo (%)	3,18	5,51	3,29
Resíduo insolúvel (%)	0,81	10,96	25,33

#### Tabela 2

Caracterização física dos cimentos CP V-ARI, CP II-Z-32 e CP IV-32 RS

Tipe de enerie		Tipo de cimento	
lipo de ensolo	CP V-ARI	CP II-Z-32	CP IV-32 RS
Expansibilidade a quente (%)	0,14	0,58	0,40
Tempo de pega (início)	3:40	4:47	4:31
Tempo de pega (fim)	4:30	5:59	5:17
Consistência normal (%)	29,9	27,7	30,1
Blaine (cm²/g)	4351	3553	4200
#200 (%)	0,03	1,62	0,46
#325 (%)	0,27	11,04	2,60
Resistência à compressão (MPa) aos 28 dias	51,9	37,23	44,2
Massa específica (g/cm²)	3,11	2,98	2,82

elásticos dos materiais cerâmicos, assim como indicam os trabalhos de Mesquita *et al.* [21] e Mesquita *et al.* [22] que fizeram aplicações da técnica para o estudo de obras históricas construídas de paredes estruturais com blocos cerâmicos.

Dentro deste contexto, este estudo tem o objetivo de avaliar a influência do tipo de cimento, da idade de cura, da forma e da umidade dos corpos de prova de concreto nas leituras de velocidade de pulso ultrassônico (VPU).

#### 2. Materiais e métodos

Para atingir os objetivos propostos foram moldados um total de 45 corpos de prova cilíndricos (10 cm x 20 cm) e 9 corpos de prova cúbicos de arestas de 25 cm. Deste conjunto de amostras, 36 corpos de prova cilíndricos foram submetidos ao ensaio de compressão axial de acordo com a norma NBR 5739 [23], e nove cilindros e os nove cúbicos foram utilizados exclusivamente para as leituras de velocidade de pulso ultrassônico (VPU), conforme a NBR 8802 [10]. Os corpos de prova foram mantidos em cura por imersão, em água saturada com cal, com temperatura ambiente ( $20 \pm 5 \circ$ C) durante todo o período de 100 dias do experimento, de acordo com a NBR 5738 [24].

#### 2.1 Materiais

Os cimentos empregados no experimento foram o CP V-ARI, CP II-Z-32 e CP IV-32 RS, cujas propriedades químicas (que foram realizadas em um espectrômetro de fluorescência de raios X (FRX) PW2424/00 – Magix Panalytical) e físicas estão informadas nas Tabela 1 e Tabela 2.

O agregado miúdo, oriundo da região metropolitana de Curitiba, ficou dentro dos limites inferiores e superiores da zona ótima de distribuição granulométrica (Figura 1). O agregado graúdo, também é oriundo da região metropolitana de Curitiba, de origem basáltica, e ficou dentro da zona granulométrica 9,5/25 mm. Para ambos os agregados, a caracterização foi obtida a partir do descrito pela NBR 7211 [25]. A massa específica do agregado miúdo foi de 2,59 g/cm<sup>3</sup> e do agregado graúdo foi de 2,72 g/cm<sup>3</sup>.

A proporção de mistura adotada como concreto de referência foi de 1:2,7:3,2 (cimento: areia: brita) e a relação água/cimento de 0,58, a mesma utilizada por Pereira e Medeiros [5]. O abatimento do tronco de cone obtido dos três traços referentes aos três cimentos foram 160, 180 e 210, referentes ao CP V-ARI, CP II-Z-32 e CP IV-32 RS, respectivamente. A água utilizada foi água potável fornecida pela concessionária local de abastecimento (Companhia



#### Figura 1

Curva granulométrica dos agregados para a produção dos corpos de prova



#### Figura 2

Esquema do posicionamento dos transdutores para emissão e recepção da onda ultrassônica nos corpos de prova cilíndricos 10 cm x 20 cm

de Saneamento do Paraná – SANEPAR). O adensamento foi realizado manualmente, com haste metálica padronizada, sendo o preenchimento dos corpos de prova feito em 2 camadas de concreto, para todas as amostras, como preconizado pela NBR 5738 [24].

#### 2.2 Ensaio de Velocidade de Pulso Ultrassônico (VPU)

As leituras foram realizadas com auxílio do equipamento Ultrasonic Pulse Velocity - Pundit Lab do fabricante Proceq, constituído de dois transdutores que trabalham em conjunto na medição (um emissor e o outro receptor de ondas). O equipamento foi configurado com frequência de transmissão/recepção de 54 kHz, usando os transdutores de 50 mm de diâmetro.

Todas as leituras foram conduzidas de acordo com a NBR 8802 [10] empregando o método de transmissão direta entre os transdutores, como ilustrado na Figura 2. Antes de cada leitura, foi realizada a limpeza da superfície, retirando qualquer material que possa mascarar a penetração do feixe sônico. Em seguida, para cada leitura foi utilizado o gel de acoplamento indicado pelo fabricante para produzir o contato adequado entre os transdutores e as superfícies do concreto.

Para garantir a centralização das leituras em cada corpo de prova cilíndrico foi utilizado um aparato metálico usado como guia de posicionamento, como ilustrado na Figura 2.

#### 2.3 Avaliação da VPU no estado fresco

Como ilustrado na Figura 3, o ensaio foi realizado com o concreto fresco introduzido numa fôrma cilíndrica com dimensões de 10 cm x 20 cm restrita na base e no topo por duas placas de vidro com o intuito confinar o concreto.

A moldagem foi efetivada com a fôrma cilíndrica posicionada na vertical com a base apoiada na placa de vidro. Em seguida, a segunda placa de vidro foi posicionada no todo da fôrma, foi executada a fixação com os parafusos e o conjunto foi posicionado na posição horizontal, como mostra a Figura 3.

As leituras foram executadas utilizando as placas de vidro como superfície de contato dos transdutores. O gel de acoplamento foi utilizado para o contato dos transdutores de 54 kHz, assim como foi feito no caso de acoplamento direto no concreto, quando feito o ensaio em estado endurecido. FREIRE *et al.* [26] realizaram um procedimento de monitoramento da VPU do concreto no estado fresco com procedimento semelhante a este.

As leituras foram realizadas nos tempos de 3 h, 5 h, 7 h e 9 h contadas a partir da mistura dos materiais secos com a água. Estes momentos de leituras foram adotados para monitorar a VPU entre o início e fim de pega do cimento, gerando informações acerca do período de transição do concreto entre o estado líquido e sólido.



#### Figura 3

Ensaio de VPU em concreto no estado fresco com formas cilíndricas 10 cm x 20 cm e placas de vidro temperado nas bases



#### Figura 4

Ensaio de absorção por capilaridade dos corpos de prova (procedimento da NBR 9779 [27])

#### 2.4 Avaliação da VPU no estado endurecido

#### INFLUÊNCIA DA UMIDADE

A absorção de água por capilaridade no concreto endurecido foi avaliada para as idades de 28 dias, 70 dias e 91 dias de cura para os três diferentes cimentos, seguindo a NBR 9779 [27]. Para a realização do ensaio, os corpos de prova foram submetidos saturados ao procedimento de medição da VPU. Em seguida, os corpos de prova passaram por uma secagem em estufa, a uma temperatura de 100 °C até constância de massa, para se determinar a massa seca e a VPU na condição seca. De posse dos corpos de prova secos, os mesmos foram posicionados sobre suportes, preenchendo com água o recipiente de ensaio, de modo que o nível d'água permaneceu com 5  $\pm$  1 mm acima de sua face inferior (Figura 4). Posteriormente, foi determinada a massa e a VPU dos corpos de prova em 3 h, 6 h, 24 h, 48 h e 72 h, para se verificar a influência da absorção d'água por capilaridade na VPU.

#### INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

O ensaio de resistência à compressão axial ocorreu segundo a NBR 7215 [28], cujos corpos de prova foram retirados da imersão e foi realizada a leitura com o aparelho de ultrassom momentos



#### Figura 5

Esquema do posicionamento dos transdutores para emissão e recepção da onda ultrassônica nos corpos de prova cúbicos de 25 cm de arestas antes da ruptura, com os corpos de prova ainda saturados para as idades de 7 dias, 14 dias, 28 dias, 70 dias e 91 dias de cura submersa em água saturada com cal.

#### INFLUÊNCIA DA FORMA DO CORPO DE PROVA

Foram moldados três corpos de prova cilíndricos (10 cm x 20 cm) e três cúbicos (25 cm de arestas) para cada um dos três tipos de cimentos (CP V-ARI, CP II-Z-32 e CP IV-32 RS), totalizando nove cilíndricos e nove cúbicos. As leituras da VPU, com os corpos de prova sempre saturados com superfície seca, foram realizadas nas idades de 7, 14, 28, 70 e 91 dias, utilizando transdutores de 54 kHz, acoplados nos corpos de prova com gel condutor de ultrassonografia. Para os cilíndricos foi utilizado o suporte metálico para alinhar os transdutores com o centro dos corpos de prova. Para os cúbicos, o centro dos corpos de prova foi marcado com o auxílio de um parquímetro para também facilitar o alinhamento dos transdutores (Figura 5).

#### ANÁLISE ESTATÍSTICA

Para corroborar os resultados e verificar a diferença e significância ou não dos dados obtidos, foi realizada a Análise de Variância (ANOVA: um critério) e o teste de Tukey *a posteriori*, com 95% de confiança com o auxílio do Software livre Bioestat - versão 5.3.

#### 3. Resultados e discussões

#### 3.1 Velocidade de pulso ultrassônico do concreto no estado fresco

Nesta fase do estudo buscou-se verificar o comportamento da velocidade de pulso ultrassônico nas primeiras horas de hidratação do concreto, ou seja, no período de transição entre o estado plástico e de sólido poroso. Desse modo, a Figura 6 mostra os dados de leituras nos tempos de 3 h, 5 h, 7 h e 9 h após a mistura dos materiais secos com a água. Segundo Mehta e Monteiro [1] a hidratação é influenciada pela finura do cimento, relação água/cimento, temperatura de cura, presença de aditivos e adições no cimento. Com base no teste estatístico aplicado, não foi possível verificar diferenças significativas, pois o p-valor foi maior que 0,05 para todos os tempos de leitura. Como a tendência dos resultados não ficou muito clara,



#### Figura 6

Velocidade de ultrassom para os três diferentes tipos de cimento nas primeiras horas da hidratação no estado fresco outros estudos focados especificamente na VPU no estado fresco são necessários para ter conclusões mais efetivas.

#### 3.2 Velocidade de pulso ultrassônico do concreto no estado endurecido

Na Figura 7 é apresentada a evolução da resistência à compressão e da velocidade de pulso ultrassônico ao longo do tempo para os três tipos de cimentos estudados (CP V-ARI, CP II-Z-32 e CP IV-32 RS), bem como a correlação para esses dois parâmetros. É importante ressaltar que a correlação foi realizada para as leituras obtidas nos mesmos corpos de prova que foram rompidos. Observa-se na Figura 7 (a) que a resistência à compressão dos três tipos de cimento aumentou ao longo do tempo e esse aumento dos 7 dias aos 91 dias de cura foi de 45% para o CP V, 117% para o CP II Z e de 95% para o CP IV. É interessante observar que houve um acentuado incremento de resistência nos cimentos CP II Z 32 e CP IV dos 70 para os 91 dias oriundo das reações pozolânicas tardias referentes a hidratação das adições do cimento. Mehta e Monteiro [1] afirmam que concretos sem adições minerais no cimento e com níveis de clínquer superiores a 90% (CP V) ganham aproximadamente 90% da resistência aos 28 dias de cura úmida. Para o presente estudo o concreto dosado com o cimento CP V obteve 89% do ganho de resistência aos 28 dias (comparado



#### Figura 7

Evolução da resistência e da VPU do concreto ao longo do tempo: a) resistência à compressão; b) velocidade de pulso ultrassônico em função da forma do CP; c) correlação entre a resistência à compressão e a velocidade de pulso ultrassônico com a ruptura aos 91 dias) e os cimentos CP II Z e CP IV o ganho foi de aproximadamente 55%, que também era esperado pois de acordo com Mehta e Monteiro [1] as adições pozolânicas tem menor velocidade de hidratação em relação ao clínquer. Foi possível observar diferenças estatisticamente significativas em relação a resistência à compressão na comparação do CP V com C II Z e CP V com C IV até a idade de 70 dias e não significativas entre o CP II Z com CP IV até essa mesma idade. Em relação a idade de 91 dias nenhum dos cimentos teve diferença significativa. Pela Figura 7 (b) observa-se que a velocidade de pulso ultrassônico aumentou apenas 6% dos 7 dias aos 91 dias para o CP V e aproximadamente 23% para os cimentos CP II Z e CP IV, sendo possível verificar diferença estatística na comparação das idades em relação ao tipo de cimento, que corrobora a influência do tempo de cura/grau de hidratação no aumento da velocidade de pulso ultrassônico. Após a realização do teste estatístico, não foi possível verificar diferenças estatísticas para nenhuma das idades, na comparação do CP II Z com CP IV. Na comparação do CP V



#### Figura 8

Ensaios físicos ao longo de 72 h para os três tipos de cimento na idade de 28 dias: a) velocidade de pulso ultrassônico ao longo do ensaio de absorção; b) absorção de água por capilaridade; c) correlação entre a velocidade de pulso ultrassônico e a absorção de água por capilaridade

com C II Z, foi possível observar diferenças nas idades de 7 dias e 70 dias. Já na comparação do CP V com CP IV as idades que apresentaram diferenças foram 7 dias, 14 dias e 70 dias. Assim como ocorreu com a resistência a compressão, na idade de 91 dias, nenhum dos cimentos teve diferença significativas para a VPU. Comparando com os experimentos de Sturrup *et al.* [13], Elvery e Ibrahim [14] e Evangelista [15], este trabalho confirma que o tipo de cimento e o grau de hidratação têm maior influência nas primeiras idades, porém, pelo menos para os materiais usados nesta pesquisa, não só até 24-48 horas da mistura dos materiais secos com a água.

Estas informações estão de acordo com o trabalho de Malhotra e Carino [29], que afirma que o efeito da idade do concreto sobre a VPU é semelhante ao efeito da idade sobre a resistência à compressão do concreto. Segundo os autores, no início as velocidades crescem mais rapidamente, e em idades mais avançadas este crescimento é reduzido. Assim como encontrado na Figura 7, Malhotra e Carino [29] afirmam que a tendência de crescimento da



#### Figura 9

Ensaios físicos ao longo de 72 h para os três tipos de cimento na idade de 70 dias: a) velocidade de pulso ultrassônico ao longo do ensaio de absorção; b) Absorção de água por capilaridade; c) correlação entre a velocidade de pulso ultrassônico e a absorção de água por capilaridade

VPU é semelhante à curva tensão versus idade de um determinado concreto, mas a VPU atinge um patamar de constância antes do que no caso da resistência à compressão.

Além disso, notou-se que a velocidade de pulso ultrassônico aumentou de forma mais rápida para o CP II Z e CP IV nas primeiras idades e continuou a uma taxa mais lenta até atingir os 91 dias, resultados estes, que estão de acordo com o trabalho de ABO-QUDAIS [30], onde o autor estudou o efeito dos parâmetros de mistura do concreto na propagação de ondas ultrassônicas, obtendo leituras começando de 4200 m/s aos 28 dias e com valores próximos de 5000 m/s aos 90 dias de cura. Estes dados corroboram com os dados da Figura 7 (b) que também variaram entre 4100 a 5300 m/s.

Ainda segundo ABO-QUDAIS [30] o volume de poros capilares na pasta de cimento hidráulico diminui com o tempo, uma vez que o grau de hidratação do cimento depende da duração da cura, além de outras condições de cura como temperatura e umidade que no estudo do autor foram mantidas constantes. Esta informação justifica o aumento da VPU com o passar do tempo de cura, assim como ocorreu na Figura 7 (b).

Como é possível observar na Figura 7 (c), foram obtidas boas correlações lineares ( $R^2 \ge 90\%$ ) entre a resistência à compressão média e a velocidade de pulso ultrassônico para os concretos produzidos com os três tipos de cimentos. O ajuste linear apresentou-se razoável para descrição desta relação, conclusão também obtida por Pereira e Medeiros [5] estudando três traços de concretos com relações a/c de 0,43, 0,50 e 0,59 que correlacionaram a resistência à compressão *versus* a velocidade de pulso ultrassônico (m/s) através de uma regressão linear cujo R<sup>2</sup> foi igual a 0,9972.

Em contradição, para Del Río *et al.* [31] a melhor maneira de apresentar a correlação entre a resistência à compressão e a velocidade de pulso ultrassônico é de forma exponencial, mas como já foi citado anteriormente são muitos os fatores que influenciam nas leituras e



#### Figura 10

Ensaios físicos ao longo de 72 h para os três tipos de cimento na idade de 91 dias: a) velocidade de pulso ultrassônico ao longo do ensaio de absorção; b) Absorção de água por capilaridade; c) correlação entre a velocidade de pulso ultrassônico e a absorção de água por capilaridade



#### Figura 11

Velocidade de pulso ultrassônico para os três tipos de cimentos, em três idades, comparando corpos de prova saturados com secos

não há um consenso do melhor método de correlação, sendo eles linear, polinomial ou exponencial.

Na Figura 8 estão apresentados os resultados de velocidade de pulso ultrassônico e absorção de água ao longo de 72 h de ensaio de sucção de água por capilaridade para os três tipos de cimento na idade de 28 dias de cura.

Para o presente estudo, o aumento da velocidade de pulso ultrassônico ao longo das 72 h do ensaio de absorção foi de 3%, 5% e 4% para os cimentos CP V, CP II Z e CP IV, respectivamente, sendo que na comparação do CP V com CP II Z somente houve diferença significativa nos tempos de 3 h e 72 h. Na comparação do CP V com CP IV houve diferenças apenas no tempo de 72 h. Na comparação do CP II Z com CP IV, não houve diferença em nenhum dos tempos. O ingresso de água no concreto deve causar aumento da VPU porque o som se transporta com maior velocidade na água do que nos poros vazios do concreto. Porém, a magnitude de aumento na VPU ao longo do ensaio de absorção por capilaridade foi pequena. De modo geral, pode-se dizer que isso ocorreu pelas características do ensaio de absorção de água por sucção capilar, que envolve a penetração de pequena quantidade de água no concreto (12 gramas no caso da menor absorção de 0,15 g/cm<sup>2</sup> e 20 gramas para o caso da maior absorção, que foi de 0,25 g/cm2). No ensaio, a água penetra no corpo de prova apenas pela face que fica em contato com a lâmina de água, de modo que a umidade fica heterogeneamente distribuída nos corpos de prova de concreto. Desse modo, durante o ensaio o concreto aumenta a umidade mas fica longe da saturação, sendo esta a justificativa para que o grau de influência da VPU ao longo do ensaio seja pequeno e não seja possível verificar a influência estatística do tipo de cimento para os resultados de absorção observados.

A Figura 8 (c) apresenta a correlação linear entra a VPU e a absorção de água por capilaridade. Os valores de R<sup>2</sup> são todos acima de 0,90, o que indica que existe influência com relação direta entre o ingresso de água no concreto e os valores de VPU.

Na Figura 9 são apresentados os resultados de ultrassom e absorção de água por capilaridade ao longo de 72 h para os três tipos de cimento na idade de 70 dias de cura.

A Figura 9 mostra os resultados de velocidade de pulso ultrassônico e absorção de água ao longo de 72 h de ensaio de sucção de água por capilaridade para os três tipos de cimento na idade de 70 dias de cura. Após a análise estatística foi verificado diferença da VPU somente na comparação do CP V com CP IV no tempo de 24 h de ensaio. Contudo, deve-se observar que a faixa de variação dos dados de VPU é menor para 70 dias (4900 - 5000 m/s). Além disso, como esperado devido ao aumento do grau de hidratação, os valores de absorção foram menores para os concretos curados por 70 dias, com diferença significativa na comparação do CP V com CP IV e do CP II Z com CP IV nas idades de 3 h e 6 h., todavia, para a comparação do CPV com CPIIZ, não foi possível observar diferenças. Mas é importante destacar na Figura 9 (c) que a correlação entre VPU e absorção de água tem valores de R<sup>2</sup> maiores do que 0,89. Comparando os gráficos de correlação para 28 dias (Figura 8 (c)) com os de 70 dias (Figura 9 (c)) nota--se que a amplitude de influência da absorção é maior no primeiro caso pois a 70 dias a hidratação está mais avançada e o concreto menos poroso.

Na Figura 10 são apresentados os resultados de velocidade de pulso ultrassônico e absorção de água por sucção capilar ao longo de 72 h para os três tipos de cimento na idade de 91 dias de cura. Após a avalição estatística, na comparação do CP V com CP II Z e do CP II Z com CP IV, somente foi observado diferença na VPU nos tempos de 6 h e 72h, mas não foi observado diferença entre o CP V com CP IV em nenhum dos tempos. Neste caso também houve menor variação da absorção de água e de VPU, que se explica pelo fato de esta ser a idade de leitura com maior tempo de cura submersa, ou seja, com maior grau de hidratação. Vale ressaltar que não foi possível observar diferença estatística na absorção para os três tipos de cimento.

Avaliando a Figura 10 (c), mais uma vez existe relação direta entre a VPU e o tempo de ensaio de absorção de água por sucção indicando que o ingresso de água no concreto aumenta a VPU.

Na Figura 11 é apresentada a velocidade de pulso ultrassônico para os três tipos de cimento e com os dois graus de umidade (corpos de prova secos e saturados). Neste caso, a influência da umidade é mais clara pois a diferença é mais extrema, seco e saturado. Utilizando a técnica estatística ANOVA com teste de Tukey a posteriori com 95% de significância, pode-se afirmar que existe diferença entre a VPU de corpos de prova



#### Figura 12

Comparação entre medida de VPU em corpos de prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm e cúbicos de aresta de 25 cm, para os três tipos de cimentos, em diferentes idades

secos e saturados, com exceção do CP V aos 28 dias, CP IV aos 70 dias e CP V e CP IV aos 91 dias. Desse modo, os poros vazios existentes no concreto seco representam um fator significativo na transmissão das ondas sonoras uma vez que a velocidade de pulso ultrassônico é menor no ar do que no sólido. Quando o concreto fica saturado, a VPU tende a aumentar, pois os poros vazios agora estão preenchidos com água que se transporta com maior velocidade do que nos poros vazios. Estas informações estão de acordo com os trabalhos de Naik et al. [3] e Ohdaira e Masuzawa [32].

A Figura 12 mostra a comparação das leituras executadas em corpos de prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm e cúbicos de aresta de 25 cm para todas as séries estudadas. Na maioria dos casos pode-se afirmar que a forma dos corpos de prova não apresentou



#### Figura 13

Correlação entre medida de VPU em corpos de prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm e cúbicos de aresta de 25 cm

diferença estatística nas leituras, com exceção do CP V em todas as idades e do CP IV aos 7 dias. O fato de não ocorrer mudança com a variação da forma e dimensões (na maioria dos pares de comparação) confirma que a medida da velocidade de pulso ultrassônico é efetivamente dependente da variação do material, sendo este um ponto positivo para comparação de resultados entre diferentes estudos experimentais relativos a trabalhos de outros autores.

A Figura 13 mostra a correlação linear da velocidade de pulso ultrassônico nos corpos de prova cilíndrico e nos cúbicos para cada um dos três tipos de cimento. Verifica-se que tanto a linha de tendência para o CP II Z e CP IV ficaram muito próximas da linha de 45 graus em relação ao eixo x. O comportamento para o caso do CP V foi diferente de modo que o coeficiente angular da linha de tendência dos dados com relação ao eixo x foi menor do que 45 graus. Isso confirma a comparação de médias pelo teste de Tukey, reafirmando que no caso do CP V os dados de VPU não são equivalentes para o cilindro e para o cubo.

#### 4. Conclusões

Esta pesquisa experimental possibilitou o estabelecimento das conclusões elencadas a seguir:

- Com a correlação estabelecida entre a resistência à compressão e a velocidade de pulso ultrassônico, pode-se constatar que foram obtidas relações lineares satisfatórias para os três cimentos estudados, com os valores de R<sup>2</sup> superiores a 0,89;
- Foi possível verificar diferença estatística na comparação das idades em relação ao tipo de cimento, que corrobora a influência do tempo de cura/grau de hidratação no aumento da velocidade de pulso ultrassônico;
- O tipo de cimento apresentou influência na VPU até a leitura de 70 dias na comparação do CP V com CP II Z e do CP V com CP IV, diferente do que afirmam alguns autores que relatam ter encontrado efeito do tipo de cimento apenas até 24-48 horas da mistura dos materiais secos com a água;
- O ensaio de absorção ocasionou pouco variação na VPU, que se tornou ainda menor a medida que o tempo de cura aumentou entre 28 e 91 dias;
- A comparação entre concreto seco e saturado mostrou diferença na VPU, de modo que o concreto saturado apresentou sempre maiores valores de VPU. A exceção foi o CP V ARI, que se comportou diferente dos demais;
- A diferença da velocidade de pulso ultrassônico (VPU) entre corpos de prova com diferentes geometrias (cilíndricos e cúbicos) foi inferior a 200m/s para a maioria dos pares comparados. Isso confirma conclusões de outros estudos que indicam que a variação da geometria do corpo de prova não interfere na propagação de ondas ultrassônicas. A exceção foi o CP V em todas as idades, assim como ocorreu na comparação entre concreto seco e concreto saturado.

#### 5. Agradecimentos

Os autores expressam a sua gratidão as agências brasileiras CNPq, CAPES e Fundação Araucária pelas bolsas e apoio financeiro, bem como ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil (PPGECC) da Universidade Federal do Paraná (UFPR), e ao grupo de pesquisa de Patologia e Recuperação das Construções (PRC).

#### 6. Referências bibliográficas

- P. K. MEHTA and P. J. M. MONTEIRO, Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais, 2ª edição. São Paulo, 2014.
- [2] H. F. W. TAYLOR, *Cement chemistry*, 2°. London: Thomas Telford Ltda, 1997.
- [3] T. R. Naik, V. M. Malhotra, and J. Popovics, "The ultrasonic pulse velocity method," in *Handbook on non-destructive testing of concrete*, 2<sup>a</sup> edition., New York: CRC Press, 2004, pp. 84–97.
- [4] A. M. NEVILLE, Propriedades do Concreto, 2<sup>a</sup>. São Paulo: Editora Pini Ltda., 2015.
- [5] E. PEREIRA and M. H. F. MEDEIROS, "Ensaio de 'Pull Off' para avaliar a resistência à compressão do concreto: uma alternativa aos ensaios normalizados no Brasil," *RIEM - Rev. IBRACON Estruturas e Mater.*, vol. 5, no. 6, pp. 757–768, 2012.
- [6] A. L. CASTRO, S. C. ANGULO, P. C. BILESKY, R. F. C. SAN-TOS, L. T. HAMASSAKI, and E. SILVA, "Métodos de ensaios não destrutivos para estruturas de concreto.," *Techne Rev. Tecnol. da Construção*, vol. 17, pp. 56–60, 2009.
- [7] J. H. BUNGEY, S. G. MILLARD, and M. G. GRANTHAM, *Testing of concrete in structures*, 4<sup>a</sup> Edição. New York: Taylor & Francis, 2006.
- [8] ASTM AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MA-TERIALS, "ASTM E114 - Standard Practice for Ultrasonic Pulse-Echo Straight-Beam Contact Testing," West Conshohocken, PA, USA, 2015.
- [9] V. J. FERRARI and I. J. PADARATZ, "Aplicação de ondas ultra-sônicas na detecção das primeiras fissuras em vigas de concreto armado e na avaliação da resistência à compressão," *Acta Sci. Technol.*, vol. 25, no. 2, pp. 185–191, 2003.
- [10] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 8802 - Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda," Rio de Janeiro/RJ, 2013.
- [11] N. De Belie, C. U. Grosse, J. Kurz, and H.-W. Reinhardt, "Ultrasound monitoring of the influence of different accelerating admixtures and cement types for shotcrete on setting and hardening behaviour," *Cem. Concr. Res.*, vol. 35, no. 11, pp. 2087–2094, Nov. 2005.
- [12] D. Nagrockiene, I. Pundienė, and A. Kicaite, "The effect of cement type and plasticizer addition on concrete properties," *Constr. Build. Mater.*, vol. 45, pp. 324–331, Aug. 2013.
- [13] H. STURRUP, V. R.; VECCHIO, F. J.; CARATIN, "Pulse Velocity as a Mesuare of Concrete Compressive Strength," in *Nondestructive Testing of Concrete*, Special Pu., Detroit: American Concrete Institute (ACI), 1984, pp. 201–228.
- [14] R. H. Elvery and L. A. M. Ibrahim, "Ultrasonic Assessment

of Concrete Strength At Early Ages.," *Mag. Concr. Res.*, vol. 28, no. 97, pp. 181–190, 1976.

- [15] A. C. J. EVANGELISTA, "Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos," 2002.
- [16] M. F. COSMES-LÓPEZ, F. CASTELLANOS, and P. F. de J. CANO-BARRITA, "Ultrasound frequency analysis for identification of aggregates and cement paste in concrete," *Ultrasonics*, vol. 73, pp. 88–95, Jan. 2017.
- [17] A. P. B. Capraro, C. B. Scremim, M. H. F. Medeiros, and N. S. Polegato, "Velocidade de Propagação de Ondas de Ultrassom e Resistividade Elétrica para a Detecção do Ataque por Sulfatos de Origem Interna.," vol. 2, no. 3, pp. 38–47, 2017.
- [18] R. Demirboğa, İ. Türkmen, and M. B. Karakoç, "Relationship between ultrasonic velocity and compressive strength for high-volume mineral-admixtured concrete," *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 12, pp. 2329–2336, Dec. 2004.
- [19] N. Sabbağ and O. Uyanık, "Prediction of reinforced concrete strength by ultrasonic velocities," *J. Appl. Geophys.*, vol. 141, pp. 13–23, Jun. 2017.
- [20] M. G. HERNÁNDEZ, M. A. G. IZQUIERDO, A. IBÁÑEZ, J. J. ANAYA, and L. G. ULLATE, "Porosity estimation of concrete by ultrasonic NDE," *Ultrasonics*, vol. 38, no. 1–8, pp. 531–533, Mar. 2000.
- [21] E. Mesquita, R. Martini, A. Alves, P. Antunes, and H. Varum, "Non-destructive characterization of ancient clay brick walls by indirect ultrasonic measurements," *J. Build. Eng.*, vol. 19, pp. 172–180, Sep. 2018.
- [22] E. Mesquita et al., Heterogeneity detection of Portuguese–Brazilian masonries through ultrasonic velocities measurements, vol. 8. 2018.
- [23] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 5739 - Ensaio de compressao em corposde-prova cilindricos," Rio de Janeiro, 2007.
- [24] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova," Rio de Janeiro/RJ, 2003.
- [25] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 7211 - Agregados para concreto - especificação," Rio de Janeiro-RJ, 2009.
- [26] J. F. Freire, D. J. Q. ROSA, R. G. V. CARVALHO, R. J. PEDROSA, J. M. A. PINTO, and O. L. NASCIMENTO, "Estudo do comportamento da velocidade de onda ultrassônica em concreto fresco de cimento Portland," in Anais do 58º Congresso Brasileiro de Concreto - CBC 2016, 2016, no. 1.
- [27] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 9779: Argamassa e concreto endurecidos
   - Determinação da absorção de água por capilaridade," Rio de Janeiro/RJ, 1995.
- [28] ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉC-NICAS, "NBR 7215: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão," Rio de Janeiro/RJ, 1996.
- [29] V. M. . Malhotra and N. J. Carino, Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, 2<sup>a</sup> edition. New York: CRC Press, 2004.
- [30] S. A. ABO-QUDAIS, "Effect of concrete mixing param-

eters on propagation of ultrasonic waves," *Constr. Build. Mater.*, vol. 19, no. 4, pp. 257–263, 2005.

- [31] L. M. DEL RÍO, A. JIMÉNEZ, F. LÓPEZ, F. J. ROSA, M. M. RUFO, and J. M. PANIAGUA, "Characterization and hardening of concrete with ultrasonic testing," *Ultrasonics*, vol. 42, no. 1–9, pp. 527–530, 2004.
- [32] E. Ohdaira and N. Masuzawa, "Water content and its effect on ultrasound propagation in concrete the possibility of NDE," *Ultrasonics*, vol. 38, no. 1–8, pp. 546–552, Mar. 2000.



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

# Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation

# Análises de interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda

M. G. RITTER <sup>a</sup> marioritter@unochapeco.edu.br https://orcid.org/0000-0002-4158-7325

M. L. MENEGOTTO b mauromenegotto@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-0660-9795

M. F. COSTELLA <sup>a, c</sup> costella@unochapeco.edu.br https://orcid.org/0000-0001-6471-9848

R. C. PAVAN <sup>b</sup> pavan.uffs@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6946-0839

S. E. PILZ a silvio@unochapeco.edu.br https://orcid.org/0000-0003-0361-7658

#### Abstract

In this paper it is presented how the influence of soil-structure interaction (SSI) interferes on reinforced concrete structures in small buildings with deep foundations, with the objective of analyzing the influence of SSI on the loads and repressions, global stability and costs of materials. The analysis were based on numerical-computational simulations of a commercial building using CAD/TQS commercial software. The building was simulated with 4, 6 and 8 floors with 3 different profiles of soils, generating 8 case studies. When considering SSI, the loads and repressions did not present significant variations and the parameters of global instability were within the normative recommendations. Among the variables analyzed, the material cost of the structure was the least affected item with the SSI consideration.

Keywords: drilled pile, reinforced concrete, group effect, global stability.

#### Resumo

Neste artigo é apresentado como a influência da interação solo-estrutura (ISE) interfere nas estruturas de concreto armado em edifícios de pequeno porte com fundações profundas, com o objetivo de analisar a influência da ISE nas cargas e recalques de pilares, estabilidade global e custos dos materiais. As análises basearam-se em simulações numérico-computacional de uma edificação comercial com o emprego do software comercial CAD/TQS. O edifício foi simulado com 4, 6 e 8 pavimentos com 3 perfis diferentes de solos, gerando 8 estudos de casos. Quando considerada a ISE, as cargas e recalques não apresentaram variações significativas e os parâmetros de instabilidade global ficaram dentro das recomendações normativas. Dentre as variáveis analisadas, o custo dos materiais da estrutura foi o item menos afetado com a consideração da ISE.

Palavras-chave: estacas escavadas, concreto armado, efeito de grupo, estabilidade global.

Universidade Federal da Fronteira Sul, Chapecó, SC, Brasil;

<sup>c</sup> Faculdade Meridional, Passo Fundo, RS, Brasil.

Received: 19 Nov 2018 • Accepted: 30 Aug 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

Universidade Comunitária da Região de Chapecó, Chapecó, SC, Brasil;

#### 1. Introduction

According to standard NBR 6122 of the Brazilian Association of Technical Standards [1], the soil-structure interaction is the structural analysis mechanism considering the deformability of foundations in conjunction with the superstructure.

According to Kausel [2], studies on Soil-Structure Interaction (SSI) developed gradually in the first decades of the first half of the twentieth century, evolving fast in the second half of the same century because of offshore and nuclear works and the emergence of studies using the finite element method and better performing computers to improve seismic safety.

In Brazil, SSI studies of surface foundations included the largest number of studies on the subject and were also the first to be conducted. Gusmão [3], Antoniazzi et al. [4] and Pavan et al. [5] developed SSI studies in foundations with spread footing foundations, Lima et al. [6] performed studies with mat foundations and Rosa et al. [7] with mixed foundations.

Studies involving deep foundations are fewer in number and were developed only in the last 15 years. This type of foundation has a greater complexity in numerical-computational simulations and was studied by Savaris et al. [8], Mota [9] and Borges [10].

Internationally, research on SSI has focused on dynamic aspects, as in Schepers [11], Restrepo and Jaramillo [12], Papadopoulos et al. [13] and Carbonari et al. [14].

According to Gusmão [15], SSI is not considered in most structural designs, i.e., the columns of buildings are treated as having unmovable supports. This fact was discovered in a national survey conducted with professionals who develop special, industrial and building designs, with only 3% of them taking SSI into account regularly. Venanzi, Salciarini and Tamagnini [16] also report that tall buildings are frequently designed without considering SSI in situations involving dynamic analysis.

In addition to being an interdisciplinary field, the main reasons for not considering SSI in designs involve the limited time available for computational simulations at the design level, in addition to the difficulty in performing numerical simulations. It is, therefore, important to develop research that demonstrates the behavior of structures of different sizes, with different types of foundations, when SSI is considered. This is reinforced by the increasing verticalization of the urban environment and construction systems, with these increasing spans and slenderness resulting in increasing loads on the foundations, making works more sensitive to settlements and deformations, directly influencing their performance.

The situation is similar for SSI studies involving dynamic analyses. So much so that according to Roberto and Sola [17] one can find a large number of specialists in soil dynamics who don't have an in-depth understanding of the dynamics of structures, while many specialists in structure dynamics don't know soil dynamics.

According to Iwamoto [18], Antoniazzi [19] and Mendes [20], the loads and settlements of the central columns tend to decrease while those of the periphery tend to increase when SSI is considered in the structural analysis of buildings. Studies by Jordão [21] and Delalibera [22] point to an increase in the global instability parameters when SSI is considered in structural designs. This previously-described behavior of loads, settlements and global stability represents the general trend or behavior in most studies on SSI. For Crespo [23], the first floors of buildings function as a vierendeel beam formed by the spans between beams and columns, resulting in axial forces in the slabs and beams and with the other floors above behaving like a plate, suffering little influence of the movement of the floors below. As reported by Pavan, Costella and Guarnieri [5], the structural elements closest to the foundations have the greatest variations in their forces, regardless of the combination, and this is an important factor to be taken into account in the design of transition beams in basements.

According to Medeiros [24], the analytical solutions involving SSI available in the literature have very restricted applicability, making SSI a subject that requires further research. These SSI studies require the use of computer software for the modeling of structures. In Brazil, the most commonly used tool is the SISEs module, integrated with the commercial CAD/TQS software, which not only calculates the forces and settlements, but also sizes and designs structural elements.

Since SSI studies of small structures with deep foundations are scarce, the objective of this paper is to study the behavior of the infrastructure, superstructure and the variation of the material costs for foundations, beams, columns and slabs of a reinforced concrete building that takes SSI into account. The analyses were performed by varying the number of floors of the building, considering soil masses with different strength profiles and using deep foundations with drilled piles.

#### 2. Methodological procedures

#### 2.1 Soil mass and admissible load analysis of the drilled piles

For the characterization of the residual basalt clay soil, belonging to the Serra Geral geological formation in the region of the Paraná Basin, which covers a part of northern Rio Grande do Sul, more than half of Santa Catarina and the south and southwest of Paraná, 215 SPT (Standard Penetration Test) campaigns were studied, provided by a specialized company, totaling 816 holes. The objective of this collection was to qualify the soil of this region without a probabilistic or inferential aspect, obtaining three soil profiles for the design of piles with a small, medium and high load capacity. The geotechnical characteristics analyzed were the penetration resistance index (NSPT) at each meter, the depths of the water table and the bedrock. In this analysis, only probes that characterized the use of deep foundations were used, i.e., with several layers of clay soil, a common characteristic of the region under study, and with the bedrock at depths greater than 20m.

The adopted infrastructure was composed of pile caps and piles drilled by a mechanical auger. The Aoki and Velloso [25] method was used to determine the load capacity of the piles and the maximum compressive stress of the piles was set at values lower than 5 MPa, which was done to avoid the use of reinforcement along the piles' shaft. The usual reinforcement used at the top of the piles, for the transmission of loads and connection with the pile cap, was considered to be equal in all the performed analyses and as such, it was not considered as a cost comparison element. The maximum length of the piles was limited to 20 m. The criterion for the definition of the pile diameter was established considering the most requested diameter in each pile cap in the ultimate limit state so that the characteristic acting load was at most 10% greater than the admissible load. This procedure was adopted to avoid the oversizing of the piles since the values of the diameters used were multiples of 10 cm.

#### 2.2 Analysis of the superstructure and foundations

The analyzed structure was an example of a building for commercial use, with a rectangular floor plan (Figure 1), with the analyses being carried out for 4, 6 and 8 floors. The C25 class of concrete was used for the columns, beams and slabs. The



#### Figure 1

Commercial building with 4, 6 and 8 floors

Table 1Dimension of the superstructure columns

Column	Dimensions of the columns of the 4-floor buildings (cm)	Dimensions of the columns of the 6-floor buildings (cm)	Dimensions of the columns of the 8-floor buildings (cm)
1	20 x 20	25 x 25	25 x 25
2	30 x 25	30 x 30	30 x 30
3	30 x 25	30 x 30	30 x 30
4	20 x 20	25 x 25	25 x 25
5	25 x 25	30 x 25	30 x 30
6	45 x 30	55 x 30	65 x 35
7	40 x 30	55 x 30	65 x 35
8	25 x 25	30 x 25	30 x 30
9	25 x 25	30 x 25	30 x 30
10	30 x 45	30 x 55	35 x 65
11	30 x 45	30 x 55	35 x 65
12	25 x 25	30 x 25	30 x 30
13	25 x 25	30 x 25	30 x 30
14	45 x 30	55 x 30	65 x 35
15	45 x 30	55 x 30	65 x 35
16	25 x 25	30 x 25	30 x 30
17	20 x 20	25 x 25	25 x 25
18	30 x 25	40 x 35	40 x 30
19	20 x 20	25 x 25	25 x 25

C25 class of concrete was used for the pile caps and C20 for the piles.

Situations where there was interference between the pile caps or where the spacing between the axis of the piles was less than 3 times their diameter, were not considered in the analyses.

The columns were the only elements in the superstructure that had their dimensions modified depending on the number of floors. The dimensions of the columns in each of the three analyzed situations are shown in Table 1.

Since this was a commercial building, the considered accidental load was 0.30 kN/m<sup>2</sup> and the lining load was 0.15 kN/m<sup>2</sup>. The parameters for considering the wind forces on the structure are shown in Table 2.

The computational simulation consisted in the comparison of the structural models that had their columns supported on unmovable foundations (without SSI) with those columns supported on flexible foundations, both rotationally and translationally (with SSI). The CAD/TQS software with the SISEs module was used for the described procedure.

The beams and columns were simulated as bar elements, forming spatial frames. The slabs were simulated as grids consisting of bar elements. The rigid diaphragm effect represented by the slab in the spatial frame was considered in a simplified way, by increas-

#### Table 2

Parameters for wind loads

Basic speed Vo	Ground factor \$1	Roughness category \$2	Statistical factor \$3	Building class
45 m/s	1	IV	1	В

ing the lateral inertia of the beams. The pile caps were defined as rigid elements and the piles as bar elements connected to springs, which represented the soil mass.

The superstructure was designed with the simulation without SSI, with its supports being unmovable, from which the loads on the foundations were extracted in the ultimate limit state. After defining the loads on the foundations, the piles and pile caps were sized. The following steps were followed for the SSI simulation:

- a) With the superstructure and its foundations defined, the reactions were obtained with and without wind for the structure cal-
- culated with its unmovable supports;
  b) The settlements (displacements at the pile tip plus the elastic shortening of the pile shaft) were calculated with loads of the windless loading case, considering the group effects. The settlements in the pile tips were calculated with the Aoki and Lopes [26] method. The equivalent stiffnesses were calculated, dividing the forces (support reactions) applied by the respective settlements. The parameters used were the deformation modulus (Table 3) and the Poisson coefficient (Table 4);

#### Table 3

Soil deformation modulus estimates

Description of the soil type	Typical values (KN/m²)
Very soft clay (SPT $\leq$ 2)	1000
Soft clay (SPT 2 to 5)	2000
Medium clay (SPT 6 to 10)	5000
Stiff clay (SPT 11 to 19)	8000
Hard clay (SPT > 19)	15000
Courses Adapted from Donner [07]	

**Source:** Adapted from Penna [27]

#### Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation

#### Table 4

Poisson coefficient estimates

υ	
0.24	
0.23	
0.22	
0.21	
0.21	
	υ 0.24 0.23 0.22 0.21 0.21

Source: Adapted from TQS Informática [28]

c) The structure was resized with duly discretized piles until the base with Vertical Reaction Coefficients (VRCs) and Horizontal Reaction Coefficients (HRCs) through elastic bands, as shown in Figure 2.

In the extraction of the results of the performed analyses, the software automatically provided the loads on the foundations, the global stability parameters and the horizontal displacements at the top of the building. The settlements are not provided automatically for the cases without SSI. For the cases with SSI, the column settlements were read directly on the spatial frames after processing the integrated super x infrastructure model.

In order to extract the settlements of the cases without SSI, the structures simulated with SSI were duplicated and then all the slabs, beams and columns of the structure were excluded. The following procedure consisted in manually adding only the loads for the case without SSI in the foundations that had all the piles and pile caps defined. In these models, only the piles and pile caps with the loads applied at their top were represented. The final procedure was the processing of this infrastructure and the reading of the settlements in the structural system formed by the piles and pile caps. It should be noted that the step described above is not part of the algorithm of the CAD/TQS software, because the unmovable supports do not have settlements.

#### 2.3 Material cost analysis

The sizing, design and quantifying of the steel, concrete and formworks for the slabs, beams, columns and pile caps was performed



#### Figure 2

Representation of the discretized piles Source: TQS Informática [28]

automatically by the CAD/TQS software. For the piles, these calculations were performed manually. Data from the National Research System of Civil Construction Costs and Indicators (SINAPI) were used for the cost composition of the concrete, formworks and steel. The costs were compared based on these data and considering the models with and without SSI, regarding the following aspects: a) Concrete, formwork and steel costs;



#### Figure 3 Geotechnical profiles

F	Permissible load (kN	I) for 20 m deep pi	Permi	issible load variation	on (%)	
Diameter (cm)	Probe profile 1 (+10%)	Probe profile 2 (+10%)	Probe profile 3 (+10%)	Profile 2 to Profile 1	Profile 3 to Profile 2	Profile 3 to Profile 1
30	279.95	363.88	_	23.07	—	_
40	396.22	515.13	638.66	23.08	19.34	61.19
50	524.15	681.34	841.50	23.07	19.03	60.55
60	663.52	862.51	1061.61	23.07	18.75	60.00
70	814.44	1058.75	1298.99	23.08	18.49	59.49
80	976.80	1269.84	1553.75	23.08	18.27	59.07
	Mean va	riation (%)		23.07	18.78	60.06

Load capacity according to the Aoki and Velloso method [25] for depths of 20 m

b) Structural element costs of the superstructure;

c) Structural element costs of the infrastructure;

d) The total cost of the superstructure and infrastructure;

e) Global cost (infrastructure plus superstructure).

#### 3. Results and discussion

#### 3.1 Soil and admissible load analysis of the piles

The mean geotechnical profiles obtained according to the methodology described above from the 215 probing campaigns are shown in Figure 3.

Table 5 shows the admissible loads of the piles as a function of their diameters and their values increased by 10%, together with the percentage differences between the soils. The global safety factor used was equal to 2.

#### Table 6

Data of the foundations of the 8-floor building

For the pile with a diameter of 30 cm in probe profile 3, with a depth of 20 m, the compressive stress exceeded the value of 5 MPa. As such, it was not used in the design of the foundations according to the adopted criterion. Instead, a 40-cm diameter pile with a depth of 16 m was used, which had an admissible load of 459.80 kN.

#### 3.2 Analysis of the superstructure and foundations

Table 6 shows the dimensions of the pile caps and the number of piles with their respective diameters and depths for the 8-floor building, determined with the loads applied to the foundations resulting from the analysis without SSI. When probe profile 1 was used for this number of floors, there was interference of the piles because their capacity was not high. This condition was therefore not considered, as explained in item 2.2.

	Probe profile	e 2		Probe profile 3				
	Block dimensions	Pil	es		Block dimensions	Pile	es	
Column	W x L x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)	Column	W x L x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)	
P1	90 x 90 x 90	1 Ø 60	20	P1	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20	
P2	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P2	270 x 90 x 120	2 Ø 60	20	
P3	310 x 100 x 120	2 Ø 70	20	P3	270 x 90 x 120	2 Ø 60	20	
P4	90 x 90 x 90	1 Ø 60	20	P4	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20	
P5	270 x 90 x 110	2 Ø 60	20	P5	230 x 80 x 110	2 Ø 50	20	
P6	310 x 310 x 160	4 Ø 70	20	P6	270 x 270 x 150	4 Ø 60	20	
P7	350 x 350 x 180	4 Ø 80	20	P7	270 x 270 x 150	4 Ø 60	20	
P8	310 x 100 x 120	2 Ø 70	20	P8	270 x 90 x 120	2 Ø 60	20	
P9	270 x 90 x 110	2 Ø 60	20	P9	230 x 80 x 110	2 Ø 50	20	
P10	310 x 310 x 160	4 Ø 70	20	P10	270 x 270 x 150	4 Ø 60	20	
P11	310 x 310 x 160	4 Ø 70	20	P11	270 x 270 x 150	4 Ø 60	20	
P12	270 x 90 x 110	2 Ø 60	20	P12	230 x 80 x 110	2 Ø 50	20	
P13	270 x 90 x 110	2 Ø 60	20	P13	230 x 80 x 110	2 Ø 50	20	
P14	350 x 350 x 180	4 Ø 80	20	P14	310 x 310 x 160	4 Ø 70	20	
P15	310 x 310 x 160	4 Ø 70	20	P15	270 x 270 x 150	4 Ø 60	20	
P16	270 x 90 x 110	2 Ø 60	20	P16	230 x 80 x 110	2 Ø 50	20	
P17	100 x 100 x 100	1 Ø 70	20	P17	90 x 90 x 90	1 Ø 60	20	
P18	350 x 110 x 140	2 Ø 80	20	P18	310 x 100 x 120	2 Ø 70	20	
P19	100 x 100 x 100	1 Ø 70	20	P19	90 x 90 x 90	1 Ø 60	20	

Data of the foundations of the 6-floor building

	Probe profile	1			Probe profile	2		Probe profile 3			
Oakuman	Block dimensions	Pile	es	Oakuman	Block dimensions	Pile	es	Oaluman	Block dimensions	Pile	)S
Column	W x L x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)	Column	W x L x H (cm)	WxLxH Ø Prof. (cm) (cm) (m)		Column	W x L x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)
P1	90 x 90 x 90	1Ø60	20	P1	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20	P1	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20
P2	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P2	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P2	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20
P3	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P3	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P3	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20
P4	90 x 90 x 90	1Ø60	20	P4	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20	P4	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20
P5	270 x 90 x 105	2 Ø 60	20	P5	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P5	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20
P6	310 x 310 x 165	4 Ø 70	20	P6	270 x 270 x 160	4Ø60	20	P6	230 x 230 x 155	4 Ø 50	20
P7	350 x 350 x 185	4 Ø 80	20	P7	270 x 270 x 160	4Ø60	20	P7	230 x 230 x 155	4 Ø 50	20
P8	270 x 90 x 105	2 Ø 60	20	P8	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P8	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20
P9	270 x 90 x 105	2 Ø 60	20	P9	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P9	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20
P10	310 x 310 x 165	4 Ø 70	20	P10	270 x 270 x 160	4Ø60	20	P10	230 x 230 x 155	4 Ø 50	20
P11	270 x 270 x 145	4 Ø 60	20	P11	230 x 230 x 140	4 Ø 50	20	P11	190 x 190 x 135	4 Ø 40	20
P12	270 x 90 x 105	2Ø60	20	P12	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P12	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20
P13	270 x 90 x 105	2 Ø 60	20	P13	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P13	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20
P14	350 x 350 x 185	4 Ø 80	20	P14	270 x 270 x 160	4Ø60	20	P14	230 x 230 x 155	4 Ø 50	20
P15	310 x 310 x 165	4 Ø 70	20	P15	270 x 270 x 160	4Ø60	20	P15	230 x 230 x 155	4 Ø 50	20
P16	270 x 90 x 105	2Ø60	20	P16	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P16	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20
P17	100 x 100 x 100	1 Ø 70	20	P17	90 x 90 x 90	1Ø60	20	P17	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20
P18	350 x 110 x 140	2 Ø 80	20	P18	270 x 90 x 105	2Ø60	20	P18	270 x 90 x 110	2Ø60	20
P19	100 x 100 x 100	1 Ø 70	20	P19	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20	P19	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20

### Table 8Data of the foundations of the 4-floor building

	Probe profile	1			Probe profile	2		Probe profile 3			
Ookiman	Block dimensions	Pile	es	Oakuman	Block dimensions	Pile	s	Oakuman	Block dimensions	Pile	s
Column	W x L x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)	Column	W x L x H (cm)	WxLxH Ø Prof. (cm) (cm) (m)		Column	W x L x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)
P1	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20	P1	60 x 60 x 60	1 Ø 30	20	P1	70 x 70 x 70	1 Ø 40	16
P2	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P2	190 x 70 x 90	2 Ø 40	20	P2	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16
P3	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P3	190 x 70 x 90	2 Ø 40	20	P3	190 x 70 x 90	2 Ø 40	20
P4	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20	P4	60 x 60 x 60	1 Ø 30	20	P4	70 x 70 x 70	1 Ø 40	16
P5	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P5	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P5	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16
P6	350 x 110 x 140	4 Ø 80	20	P6	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P6	270 x 90 x 110	2 Ø 60	20
P7	390 x 120 x 150	4Ø90	20	P7	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P7	270 x 90 x 110	2 Ø 60	20
P8	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P8	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P8	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16
P9	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P9	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P9	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16
P10	110 x 350 x 140	2 Ø 80	20	P10	100 x 310 x 120	2Ø70	20	P10	90 x 270 x 110	2 Ø 60	20
P11	100 x 340 x 140	2 Ø 80	20	P11	90 x 270 x 100	2Ø60	20	P11	80 x 230 x 90	2 Ø 50	20
P12	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P12	150 x 60 x 60	2Ø30	20	P12	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16
P13	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P13	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P13	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16
P14	390 x 120 x 150	2Ø90	20	P14	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P14	270 x 90 x 110	2 Ø 60	20
P15	350 x 110 x 140	2 Ø 80	20	P15	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P15	270 x 90 x 110	2 Ø 60	20
P16	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P16	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P16	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16
P17	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20	P17	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20	P17	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20
P18	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P18	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P18	190 x 70 x 90	2 Ø 40	20
P19	80 x 80 x 80	1Ø50	20	P19	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20	P19	70 x 70 x 70	1 Ø 40	16

Summary of the behavior of the loads and settlements

	General trend	Largest load variation (%)	Largest settlement without SSI (mm)	Largest settlement with SSI (mm)
8 floors – probe profile 2	Yes	6.49	22.10	21.48
8 floors - probe profile 3	Yes	5.55	22.43	21.53
6 floors - probe profile 1	Yes	5.31	17.16	16.83
6 floors - probe profile 2	Yes	5.01	17.70	17.26
6 floors - probe profile 3	Yes	7.07	18.97	18.40
4 floors - probe profile 1	No	3.50	11.85	11.76
4 floors - probe profile 2	No	2.95	11.95	11.85
4 floors - probe profile 3	No	6.75	12.61	12.73

Table 7 shows the dimensions of the pile caps, the number of piles and their respective depths for the 6-floor building, dimensioned with the loads applied to the foundations resulting from the analysis without SSI.

For the 4-floor building, the results of the sizing of the pile caps and piles are shown in Table 8.

Table 9 shows a summary of the behavior of the loads and settlements for the simulations with and without SSI. The general trend of loads and settlements reducing in the central columns while in-

creasing in those of the periphery ceased to exist when the number of floors decreased. This phenomenon occurs for relatively low buildings because no vierendeel beams are formed on the first floors that function as bending beams. The explanation of this phenomenon is presented by Crespo [23], who describes the behavior of vierendeel beams in relation to the height of the building.

In general, the greatest variations in loads occurred in the buildings with the greatest number of floors and they had no significant changes, with the greatest variation being 7.07% according to





Column

8 Floors / probe profile 2 Considering the wind forces



**d** 

#### Figure 4

Settlement curve for the 8-floor building case

Table 9. The variations described above were small because the buildings under analyses did not have transition beams with high stiffness. Another factor is that despite using 3 different geotechnical profiles, these did not have variations at the support points of the columns, causing the settlements to not have significant differences, thus reducing the effect of the SSI.

The settlement basin for the 8-floor building became smoother after considering the SSI, both for the case without wind and the

case with wind, as can be seen in Figure 4, which shows the columns P18, P15, P11, P07 and P3 as examples. One can see that the differential settlements decreased after considering the SSI, in which the central columns had a decrease in settlements and those of the periphery had an increase.

The 6-floor building had similar behavior as the 8-floor building, as can be seen in Figure 5 for the columns P18, P15, P11, P07 and P3.



#### Figure 5

Settlement curve for the 6-floor building case

Regarding the 4-floor building, the general trend ceased to exist, as can be seen in Figure 6. For this building, the settlements had random behavior.

Regarding the instability parameter, the Gamma-Z coefficient always increased after considering the SSI. In general, the Gamma-Z variation increased for more resistant soils and buildings with fewer floors (Table 10). The largest variation found was 8.77%. This occurs because when SSI is considered, the supports are no longer unmovable, thus increasing the horizontal displacements that directly influence the global Z-Gamma instability parameter. However, this instability fell within limits prescribed by the NBR 6118 standard.



#### Figure 6

Settlement curve for the 4-floor building case

Values of the Gamma-Z instability parameter and its respective variations

		Variations of the Gamma-Z instability parameter											
	P	robe profile	1	P	robe profile	2	Probe profile 3						
	Without SSI	With SSI	Variation (%)	Without SSI	With SSI	Variation (%)	Without SSI	With SSI	Variation (%)				
8 floors	—	—	—	1.19	1.24	4.20	1.19	1.25	5.04				
6 floors	1.19	1.24	4.20	1.19	1.25	5.04	1.19	1.26	5.88				
4 floors	1.14	1.23	7.89	1.14	1.23	7.89	1.14	1.24	8.77				

#### Table 11

Cost of the infrastructure's structural elements and their respective variations

	Cost of structural elements (R\$)							
		Piles			Blocks			
	Without SSI	With SSI	Var. (%)	Without SSI	With SSI	Var. (%)		
8 floors – probe profile 2	102514.97	102514.97	0.00	71691.34	71102.96	-0.82		
8 floors - probe profile 3	73551.27	73551.27	0.00	51941.38	51333.72	-1.17		
6 floors - probe profile 1	98979.81	98979.81	0.00	64739.00	64701.91	-0.06		
6 floors - probe profile 2	66548.80	66548.80	0.00	43499.83	43614.59	0.26		
6 floors - probe profile 3	47540.96	47540.96	0.00	31399.57	31387.60	-0.04		
4 floors - probe profile 1	60779.13	60779.13	0.00	24963.51	25047.32	0.34		
4 floors - probe profile 2	42202.43	42202.43	0.00	17399.81	17325.35	-0.43		
4 floors - probe profile 3	33255.06	33255.06	0.00	14654.82	14584.74	-0.48		

#### 3.3 Material costs

Table 11 shows the influence of SSI on the costs of the structural elements of the infrastructure. SSI did not influence the cost of piles, because even with the changes in loads, the stresses stayed below 5 MPa. As for the pile caps, no tendency for variation was found, because in the sizing of these elements, the final result depends on the envelopment of the final forces, which varied between favorable and unfavorable, but was relatively small.

Table 11 Cost of the infrastructure's structural elements and their respective variations

Table 12 shows the influence of SSI on the costs of the structural elements of the superstructure. The costs of the slabs and stairs did not change. As for the beams, no tendency for variation was found,

because in the sizing of these elements, the final result depends on the envelopment of the final forces, which were sometimes favorable and others unfavorable, but always relatively small. The costs of the columns always increased because the structures always had greater displacements after considering the SSI, causing secondorder forces to increase and, consequently, also the amount of steel. Table 13 shows the costs of global, infrastructure and superstructure costs. The type of soil did not significantly influence the cost of the structure after the analysis with SSI, because when soil resistance was lower, the foundations required piles and pile caps with larger dimensions, compensating with their degree of stiffness. The infrastructure cost was slightly reduced in 6 of the 8 cases under study. The infrastructure of the buildings had their costs reduced after considering the SSI because when the settlements in the

#### Table 12

Cost of the superstructure's structural elements and their respective variations

-	Cost of structural elements (R\$)								
-		Beams		Columns			Slabs and Stairs		
-	Without SSI	With SSI	Var. (%)	Without SSI	With SSI	Var. (%)	Without SSI	With SSI	Var. (%)
8 floors - probe profile 2	157802.12	157388.94	-0.26	69890.93	71552.12	2.38	313360.21	313360.21	0.00
8 floors - probe profile 3	157802.12	158117.48	0.20	69693.54	70929.58	1.77	313360.21	313360.21	0.00
6 floors - probe profile 1	120257.41	120066.44	-0.16	41157.29	41674.71	1.26	232308.38	232308.38	0.00
6 floors - probe profile 2	120257.41	120201.64	-0.05	41010.70	41105.02	0.23	232308.38	232308.38	0.00
6 floors - probe profile 3	120257.41	120536.27	0.23	41072.02	41592.07	1.27	232308.38	232308.38	0.00
4 floors - probe profile 1	85725.14	85601.62	-0.14	20839.41	21462.25	2.99	157954.09	157954.09	0.00
4 floors - probe profile 2	85725.14	85701.48	-0.03	20772.54	20950.66	0.86	157954.09	157954.09	0.00
4 floors - probe profile 3	85725.14	85819.74	0.11	20790.65	21037.68	1.19	157954.09	157954.09	0.00

Global, infrastructure and superstructure costs and their respective variations

	Global, infrastructure and superstructure costs (R\$)									
	Infras	Infrastructure costs			Superstructure costs			Global costs		
	W/O SSI	W/ SSI	Var. (%)	W/O SSI	W/ SSI	Var. (%)	W/O SSI	W/ SSI	Var. (%)	
8 floors – probe profile 2	174206.31	173617.93	-0.34	541053.26	542301.26	0.23	715259.57	715919.19	0.09	
8 floors - probe profile 3	125492.64	124884.99	-0.48	540855.86	542407.26	0.29	666348.51	667292.25	0.14	
6 floors - probe profile 1	163718.81	163681.72	-0.02	393723.08	394049.53	0.08	557441.88	557731.26	0.05	
6 floors - probe profile 2	110048.63	110163.39	0.10	393576.49	393615.04	0.01	503625.13	503778.43	0.03	
6 floors - probe profile 3	78940.53	78928.56	-0.02	393637.81	394436.72	0.20	472578.34	473365.28	0.17	
4 floors - probe profile 1	85742.64	85826.44	0.10	264518.63	265017.95	0.19	350261.27	350844.40	0.17	
4 floors - probe profile 2	59602.24	59527.78	-0.12	264451.76	264606.23	0.06	324054.01	324134.01	0.02	
4 floors - probe profile 3	47909.89	47839.81	-0.15	264469.87	264811.51	0.13	312379.76	312651.32	0.09	

foundations are considered, their bending moments decreased. Consequently, the superstructure had to become more rigid, absorbing part of the forces that would be transferred to the foundations, which meant their costs increased. As for the superstructure, its costs always increased, even with relatively small variations. The global costs of the buildings under analysis always increased after considering SSI, but the variations were relatively low, with the largest difference being 0.17%. This is because the infrastructure had negative variations and the superstructure had positive variations, which meant some of the values were compensated.

#### 4. Conclusions

In this paper, reinforced concrete buildings with drilled piles and pile caps were analyzed, generating 8 case studies with and without considering SSI. The results revealed that:

- Half of the cases did not follow the general trend of reducing loads and settlements for the central columns and increasing loads for those of the periphery, and this trend ceased to exist for buildings with fewer floors;
- The variation of the loads and settlements in the foundations had no significant changes for the 8 models under analysis;
- SSI influenced the Gamma-Z global instability index of all cases and its values were always increased after considering the SSI;
- The cost of the structures was not significantly influenced by the type of soil. Still, in general, the infrastructure costs of the buildings reduced slightly and the global costs had a small increase, with a maximum variation of 0.17%.

When the foundation design is performed coherently for small buildings with deep pile foundations, the SSI effects are not significant and can be considered as included in the intrinsic uncertainties of the superstructure and foundation design process, which are considered in the internal safety coefficients established in the NBR 6118 and NBR 8661 standards.

#### 5. Acknowledgments

The authors would like to thank the Community University of the Chapecó Region (UNOCHAPECÓ) for the incentive to perform this work and also TQS Informática Ltda. for making the CAD/TQS software available.

#### 6. Bibliographical references

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Fundações. - NBR 6122, Rio de Janeiro, 2010.
- [2] KAUSEL, E. Early history of soil-structure interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. v.30, 2010; p. 822–832.
- [3] GUSMÃO, A. D. Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações, Rio de Janeiro, 1990. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 165 p.
- [4] ANTONIAZZI, J. P.; ALVA, G. M. S.; SOARES, J. M. D. Metodologia simplificada para a construção da interação solo-estrutura em edifícios com fundações em sapatas isoladas. Engenharia Estudo e Pesquisa, Santa Maria, v. 10, n. 2. p. 3-14, abr./dez. 2010.
- [5] PAVAN, R.C.; COSTELLA, M. F.; GUARNIERI, G. Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações raras. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 7, n. 2, 2014; p. 260-285.
- [6] LIMA, A. I. C.; SILVA R. J. C.; SILVA FILHO, F. C. Influência dos recalques do radier na edificação. *In:* Congresso Brasileiro do Concreto CBC, 49°, Bento Gonçalves, 2007, Anais, Rio Grande do Sul, 2007.
- [7] ROSA, L. M. P.; DANZIGER, B. R.; CARVALHO, E. M. L. Interação solo-estrutura: análise contemplando fluência e retração do concreto. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 11, n. 3, 2018; p. 564-585.
- [8] SAVARIS, G.; HALLAK, P. H.; MAIA, P. C. Influence of foundation settlements in load redistribution on columns in a monitoring construction – case study. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 3, n. 3, 2010; p. 346-356.
- [9] MOTA, M. M. C. Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo, São Carlos, 2009, Tese (doutorado) – Universidade de São Paulo, 221 p.
- [10] BORGES, A. C. L. Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura,

Recife, 2009, Tese (doutorado) – Universidade de São Paulo, 221 p.

- [11] SCHEPERS, W. Fast 3D FEM-BEM coupling for dynamic soil-structure interaction. *In:* X International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2017, Berlim, 2017, Anais, Germany, 2017, p. 391-396.
- [12] RESTREPO, L. R.; JARAMILLO, J. D.; Identificación de propriedades dinámicas de estrutcturas considerando efectos de interacción suelo-estructura (caso de studio). Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, v. 8, n. 2, 2008; p. 135-150.
- [13] PAPADOPOULOS, M.; VAN BEEUMEN, R.; FRANÇOIS, S.; DEGRANDE, G.; LOMBART, G. Computing the modal characteristics of structures considering soil-structure interaction effects. *In:* X International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2017, Berlim, 2017, Anais, Germany, 2017, p. 391-396.
- [14] CARBONARI, S.; DEZI, F.; LEONI, G. Linear soil-structure interaction of coupled wall-frame structures on pile foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. v. 31, 2011; p. 1296-1309.
- [15] GUSMÃO, A. D. A interface entre a engenharia geotécnica e a estrutural. *In*: Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural, 17º, São Paulo, 2014, Anais, São Paulo, 2014.
- [16] VENANZI, I.; SALCIARINI, D.; TAMAGNINI, C. The effect of soil-foundation-structure interaction on the wind-induced response of tall buildings. Engineering Structures. v. 79, 2014; p. 117-130.
- [17] ROBERTO, L.; SOLA, F. Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta dinámica de las estructuras. Construcción y tecnologia en concreto, Mayo, 2013.
- [18] IWAMOTO, R. K. Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda, São Paulo, 2000, Dissertação (mestrado) – Universidade de São Paulo, 157 p.
- [19] ANTONIAZZI, J. P. Interação solo estrutura de edifícios com fundações superficiais, Santa Maria 1995, Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, 138 p.
- [20] MENDES, R. S. Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de edifícios em concreto armado. Revista Especialize On-line IPOG, v. 01, Dez. 2015.
- [21] JORDÃO, D. R. Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura-solo, São Paulo, 2003, Dissertação (mestrado) - Universidade de São Paulo, 132 p.
- [22] DELALIBERA, R. G. et al. Estabilidade global de edifícios de concreto armado: análise dos métodos P-Δ e γz considerando a deformabilidade da fundação. *In*: Congresso Brasileiro Do Concreto, 47°., 2005, Recife. Anais, São Paulo, 2005.
- [23] CRESPO, V. A. S. Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo, Rio de Janeiro, 2004, Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Goytacazes, 84 p.

- [24] MEDEIROS, D. S. Análise tridimensional da interação solo-estrutura em fundações de concreto armado pelo método dos elementos finitos, Porto Alegre, 2006, Dissertação (mestrado) -Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 171 p.
- [25] AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. Proceedings, 5th, Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, v. 5, p. 367-376, 1975.
- [26] AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity. Proceedings, 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires, v.1, p. 377-386, 1975.
- [27] PENNA, Antônio Sérgio Damasco. Elementos estruturais de fundações: Transparências de apoio às aulas de fundações. São Paulo: Programa de Educação Continuada em Engenharia da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004.
- [28] TQS INFORMÁTICA LTDA. Manual teórico: sistema de interação solo-estrutura. São Paulo: TQS Informática Ltda, 2015.



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

# Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation

# Análises de interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda

M. G. RITTER <sup>a</sup> marioritter@unochapeco.edu.br https://orcid.org/0000-0002-4158-7325

M. L. MENEGOTTO b mauromenegotto@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-0660-9795

M. F. COSTELLA <sup>a, c</sup> costella@unochapeco.edu.br https://orcid.org/0000-0001-6471-9848

R. C. PAVAN <sup>b</sup> pavan.uffs@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6946-0839

S. E. PILZ a silvio@unochapeco.edu.br https://orcid.org/0000-0003-0361-7658

#### Abstract

In this paper it is presented how the influence of soil-structure interaction (SSI) interferes on reinforced concrete structures in small buildings with deep foundations, with the objective of analyzing the influence of SSI on the loads and repressions, global stability and costs of materials. The analysis were based on numerical-computational simulations of a commercial building using CAD/TQS commercial software. The building was simulated with 4, 6 and 8 floors with 3 different profiles of soils, generating 8 case studies. When considering SSI, the loads and repressions did not present significant variations and the parameters of global instability were within the normative recommendations. Among the variables analyzed, the material cost of the structure was the least affected item with the SSI consideration.

Keywords: drilled pile, reinforced concrete, group effect, global stability.

#### Resumo

Neste artigo é apresentado como a influência da interação solo-estrutura (ISE) interfere nas estruturas de concreto armado em edifícios de pequeno porte com fundações profundas, com o objetivo de analisar a influência da ISE nas cargas e recalques de pilares, estabilidade global e custos dos materiais. As análises basearam-se em simulações numérico-computacional de uma edificação comercial com o emprego do software comercial CAD/TQS. O edifício foi simulado com 4, 6 e 8 pavimentos com 3 perfis diferentes de solos, gerando 8 estudos de casos. Quando considerada a ISE, as cargas e recalques não apresentaram variações significativas e os parâmetros de instabilidade global ficaram dentro das recomendações normativas. Dentre as variáveis analisadas, o custo dos materiais da estrutura foi o item menos afetado com a consideração da ISE.

Palavras-chave: estacas escavadas, concreto armado, efeito de grupo, estabilidade global.

Universidade Federal da Fronteira Sul, Chapecó, SC, Brasil;

<sup>c</sup> Faculdade Meridional, Passo Fundo, RS, Brasil.

Received: 19 Nov 2018 • Accepted: 30 Aug 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

Universidade Comunitária da Região de Chapecó, Chapecó, SC, Brasil;

#### 1. Introdução

Segundo a NBR 6122 da Associação Brasileira de Normas Técnicas [1], interação solo-estrutura é o mecanismo de análise estrutural que considera a deformabilidade das fundações juntamente com a superestrutura.

Conforme Kausel [2], os estudos sobre Interação Solo-Estrutura (ISE) se desenvolveram gradualmente nas primeiras décadas da primeira metade do século XX e na segunda metade do mesmo século progrediu rapidamente pelo estímulo de obras offshore e nucleares, com análises realizadas por meio do método dos elementos finitos e computadores de melhor desempenho com o objetivo de melhorar a segurança sísmica.

No Brasil, estudos da ISE em fundações superficiais contemplam o maior número de pesquisas sobre o assunto e, também, foram as primeiras a serem realizadas. Por exemplo, autores como Gusmão [3], Antoniazzi et al. [4] e Pavan et al. [5] desenvolveram estudos de ISE em fundações por sapatas, Lima et al. [6] com fundações em radier e, ainda, Rosa et al. [7] em fundações mistas. Trabalhos envolvendo fundações profundas são em menor número e foram desenvolvidos somente nos últimos 15 anos. Esse tipo de fundação apresenta maior complexidade de simulação numérica-computacional e foi pesquisada, por exemplo, por Savaris et al. [8], Mota [9] e Borges [10].

Internacionalmente as pesquisas sobre ISE tem se concentrado nos aspectos dinâmicos, conforme Schepers [11], Restrepo e Jaramillo [12], Papadopoulos et al. [13] e Carbonari et al. [14].

Segundo Gusmão [15], na maioria dos projetos estruturais, a ISE não é considerada, ou seja, os pilares das edificações são tratados como tendo seus apoios considerados indeslocáveis. Tal fato foi constatado em pesquisa nacional feita com profissionais que elaboram projetos de obras de arte, industriais e de edificações, em que apenas 3% levam em consideração a ISE regularmente. Venanzi, Salciarini e Tamagnini [16] também relatam que edifícios altos são frequentemente projetados sem a consideração da ISE em situações envolvendo análise dinâmica.

Além de ser interdisciplinar, os principais motivos para a não consideração da ISE em projetos se deve ao pouco tempo hábil para simulações computacionais no âmbito de projeto e, também, ser de difícil simulação numérica. Torna-se, portanto, importante que sejam desenvolvidas pesquisas que demonstrem o comportamento de estruturas de diferentes portes, com diferentes tipos de fundações, quando considerada a ISE. Isso é reforçado pelo fato da crescente verticalização do meio urbano e dos sistemas construtivos com vãos e esbeltez crescentes resultam em cargas cada vez maiores nas fundações, tornando as obras mais sensíveis a recalques e deformações, influenciando diretamente no seu desempenho.

Quanto aos estudos da ISE envolvendo análises dinâmicas a situação é semelhante, tanto que para Roberto e Sola [17] pode-se encontrar um grande número de especialistas em dinâmica do solos que não conhecem em profundidade a dinâmica das estruturas, bem como os especialistas em dinâmica das estruturas que desconhecem a dinâmica de solos.

Conforme Iwamoto [18], Antoniazzi [19] e Mendes [20], as cargas e recalques dos pilares centrais tendem a diminuir e os da periferia a aumentar quando considerada a ISE na análise estrutural das edificações. Estudos de Jordão [21] e Delalibera [22] apontam para aumento dos parâmetros de instabilidade global quando considerada a ISE em projetos estruturais. Este comportamento das cargas, recalques e estabilidade global descritos acima é a tendência geral ou comportamento na maioria dos trabalhos realizados sobre ISE.

Para Crespo [23], os primeiros pavimentos dos edifícios funcionam como uma viga vierendeel formados pelos vãos entre vigas e pilares, trabalhando à flexão, resultando em esforços axiais nas lajes e vigas e os demais pavimentos acima comportam-se como uma chapa, sendo pouco afetados pelo movimento dos andares abaixo. Conforme relatam Pavan, Costella e Guarnieri [5], independente da combinação, os elementos estruturais mais próximos das fundações tem maiores variações nos seus esforços, sendo um fator importante a ser levado em conta nos projetos de vigas de transição em subsolos.

Segundo Medeiros [24], as soluções analíticas sobre a ISE disponibilizadas na literatura tem aplicabilidade bastante restrita, tornando a ISE um tema carente de pesquisas mais aprofundadas.

Para serem viáveis, estudos sobre a ISE requerem uso de programas computacionais para a modelagem das estruturas. No Brasil, a ferramenta mais utilizada é o módulo SISEs, integrado ao programa comercial CAD/TQS, que além cálculo dos esforços e recalques também dimensiona e detalha elementos estruturais. Considerando que são escassos os estudos de ISE de estruturas de pequeno porte com fundações profundas, este artigo tem o objetivo de estudar o comportamento da infraestrutura, superestrutura e a variação dos custos dos materiais das fundações, vigas, pilares e lajes de um edifício em concreto armado quando levada em consideração a ISE. As análises foram realizadas variando o número de pavimentos da edificação, considerando maciços de solo com diferentes perfis de resistência e empregando fundações profundas por estacas escavadas.

#### 2. Procedimentos metodológicos

### 2.1 Análise do maciço de solo e carga admíssivel das estacas escavadas

Para a caracterização do solo argiloso residual de basalto, pertencente à formação geológica Serra Geral, na região da Bacia do Paraná, que abrange parte no Norte do Rio Grande do Sul, mais da metade de Santa Catarina e Sul e Sudoeste do Paraná, foram estudadas 215 campanhas de sondagem de simples reconhecimento, fornecidas por uma empresa especializada em ensaios SPT (Standard Penetration Test), totalizando 816 furos. O objetivo dessa coleta foi qualificar o solo desta região sem cunho probabilistico ou inferencial, em torno de uma média, obtendo-se três perfis de solo para dimensionamento de estacas com pequena, média e alta capacidade de carga. As características geotécnicas analisadas foram o índice de resistência à penetração (NSPT) a cada metro, as profundidades do lençol freático e do impenetrável. Utilizaram-se nesta análise somente sondagens que caracterizassem o uso de fundações profundas, ou seja, com diversas camadas de solo argiloso, característica comum da região em estudo, e com o impenetrável à percussão em profundidade maior que 20 m.

A infraestrutura adotada foi composta por blocos de coroamento e estacas escavadas por trado mecânico. Para a determinação da

capacidade de carga das estacas, foi utilizado o método de Aoki e Velloso [25] e fixou-se a tensão máxima de compressão das estacas em valores menores que 5 MPa, critério este para evitar o uso de armaduras ao longo do fuste das estacas. A armadura usual utilizada no topo das estacas, para a transmissão das cargas e ligação com o bloco de coroamento, foi considerada igual em todas as análises realizadas e, portanto, não foi considerada como elemento de comparação de custos.

O comprimento máximo das estacas foi limitado a 20 m. O critério para a definição do diâmetro da estaca foi estabelecido considerando a mais solicitada em cada bloco de coroamento no estado limite último, de modo que a carga característica atuante fosse no



#### Figura 1

Edifício comercial com 4, 6 e 8 pavimentos

Tabela 1

Dimensão dos pilares da superestrutura

Pilar	Dimensão dos pilares dos edifícios de 4 pavimentos (cm)	Dimensão dos pilares dos edifícios de 6 pavimentos (cm)	Dimensão dos pilares dos edifícios de 8 pavimentos (cm)
1	20 x 20	25 x 25	25 x 25
2	30 x 25	30 x 30	30 x 30
3	30 x 25	30 x 30	30 x 30
4	20 x 20	25 x 25	25 x 25
5	25 x 25	30 x 25	30 x 30
6	45 x 30	55 x 30	65 x 35
7	40 x 30	55 x 30	65 x 35
8	25 x 25	30 x 25	30 x 30
9	25 x 25	30 x 25	30 x 30
10	30 x 45	30 x 55	35 x 65
11	30 x 45	30 x 55	35 x 65
12	25 x 25	30 x 25	30 x 30
13	25 x 25	30 x 25	30 x 30
14	45 x 30	55 x 30	65 x 35
15	45 x 30	55 x 30	65 x 35
16	25 x 25	30 x 25	30 x 30
17	20 x 20	25 x 25	25 x 25
18	30 x 25	40 x 35	40 x 30
19	20 x 20	25 x 25	25 x 25

máximo 10% maior do que a carga admissível. Esse procedimento foi adotado para evitar o superdimensionamento das estacas, um vez que que os valores dos diâmetros empregados foram múltiplos de 10 cm.

#### 2.2 Análise da superestrutura e fundações

A estrutura analisada foi um exemplo de um edifício de uso comercial, com planta retangular (Figura 1), onde foram realizadas análises com 4, 6 e 8 pavimentos. A classe do concreto utilizada para pilares, vigas e lajes foi a C25. O concreto utilizado para os blocos de coroamento foi o de classe C25 e para as estacas o C20.

Nas situaçãoes em que aconteceram interferências entre os blocos de coroamento ou que o espaçamento entre o eixo das estacas foram menores que 3 vezes o seu diâmetro não foram consideradas nas análises.

Para a superestrutura, os únicos elementos que tiveram suas dimensões modificadas, em função do número de pavimentos, foram os pilares. As dimensões dos pilares em cada uma das três situações analizadas são apresentados na Tabela 1.

Como o uso da edificação foi comercial a carga acidental considerada foi de  $0,30 \text{ kN/m}^2$  e a carga de revestimento foi de  $0,15 \text{ kN/m}^2$ 

#### Tabela 2

Parâmetros para carregamento de vento

Velocidade básica Vo	Fator do terreno S1	Categoria de rugosidade \$2	Fator estatístico S3	Classe da edificação
45 m/s	1	IV	1	В

m². Os parâmetros para a consideração dos esforços do vento na estrutura estão apresentados na Tabela 2.

A simulação computacional consistiu na comparação dos modelos estruturais tendo seus pilares apoiados em fundações indeslocáveis (sem ISE) com seus pilares apoiados em fundações flexíveis, tanto de rotação como translação (com ISE). Para o procedimento descrito, foi utilizado o software CAD/TQS com o módulo SISEs.

As vigas e pilares foram simulados como elementos de barra, formando pórticos espaciais. As lajes foram simuladas como grelhas constituídas de elementos de barras. O efeito de diafragma rígido representado pela laje no pórtico espacial foi considerado de forma simplificada, através do aumento da inércia lateral das vigas. Os blocos foram definidos como elementos rígidos e as estacas como elementos de barras ligadas a molas, que respresentam o maciço de solo.

A superestrutura foi dimensionada com a simulação sem ISE, tendo seus apoios indeslocáveis, de onde foram extraídas as cargas nas fundações no estado limite último. Com as cargas nas fundações definidas, foram dimensionados as estacas e os blocos de coroamento.

#### Tabela 3

Estimativas de módulo de deformabilidade do solo

Descrição do tipo de solo	Valores típicos (KN/m²)
Argila muito mole (SPT ≤ 2)	1000
Argila mole (SPT 2 a 5)	2000
Argila média (SPT 6 a 10)	5000
Argila rija (SPT 11 a 19)	8000
Argila dura (SPT > 19)	15000

Fonte: Adaptado de Penna [27]

#### Tabela 4

Estimativas do coeficiente de Poisson do solo

Descrição do tipo de solo	υ	
Argila muito mole (SPT ≤ 2)	0,24	
Argila mole (SPT 2 a 5)	0,23	
Argila média (SPT 6 a 10)	0,22	
Argila rija (SPT 11 a 19)	0,21	
Argila dura (SPT > 19)	0,21	
i i		

Fonte: Adaptado de TQS Informática [28]

Para a simulação com ISE, foram seguidos os seguintes passos:

- a) Com a superestrutura e suas fundações definidas, foram obtidas as reações com e sem vento para a estrutura calculada com seus apoios indeslocáveis;
- b) Com as cargas do caso de carregamento sem vento, foram calculados os recalques (deslocamentos na ponta da estaca mais o encurtamento elástico do fuste da estaca), considerando-se os efeitos de grupo. Os recalques nas pontas das estacas foram calculados pelo método de Aoki e Lopes [26]. Calcularam-se as rigidezes equivalentes, dividindo as forças (reações de apoio) aplicadas pelos respectivos recalques. Os parâmetros utilizados foram o módulo de deformabilidade (Tabela 3) e o coeficiente de Poisson (Tabela 4);
- c) Procedeu-se o redimensionamento da estrutura, com as estacas devidamente discretizadas até a base com os Coeficientes de Reações Verticais (CRV's) e Coeficientes de Reações Horizontais (CRH's) através de vínculos elásticos conforme ilustrado na Figura 2.

Na extração dos resultados das análises realizadas, o software forneceu automaticamente as cargas nas fundações, parâmetros de estabilidade global e deslocamentos horizontais no topo do edifício. Os recalques não são fornecidos de maneira automática para os casos sem ISE. Para os casos com ISE, foi realizada a leitura dos recalques dos pilares diretamente nos pórticos espaciais após o processamento do modelo integrado super x infraestrutura. Para extraírem-se os recalques dos casos sem ISE, as estruturas simuladas com ISE foram duplicadas e, posteriormente, foram excluídas todas as lajes, vigas e pilares da estrutura. O procedimento se-



#### Figura 2

Representação das estacas discretizadas Fonte: TQS Informática [28]

guinte consistiu em acrescentar-se manualmente somente as cargas para o caso sem ISE nas fundações que contém todas as estacas e blocos definidos. Nesses modelos resultaram somente as estacas e blocos com as cargas aplicadas em seu topo. O procedimento final foi o processamento dessa infraestrutura e a leitura dos recalques no sistema estrutural formado pelas estacas e blocos. Ressalta-se que a etapa descrita acima não faz parte do algoritmo do programa CAD/ TQS, pois os apoios indeslocáveis não apresentam recalques.



#### Figura 3 Perfis geotécnicos
Capacidade de carga pelo método Aoki e Velloso [25] para profundidade de 20 m

Carga admis	sível (kN) para esta	acas com 20 m de	Variação da carga admíssivel (%)			
Diâmetro (cm)	Perfil de sondagem 1 (+10%)	Perfil de sondagem 2 (+10%)	Perfil de sondagem 3 (+10%)	Perfil 2 para Perfil 1	Perfil 3 para Perfil 2	Perfil 3 para Perfil 1
30	279,95	363,88	_	23,07	_	—
40	396,22	515,13	638,66	23,08	19,34	61,19
50	524,15	681,34	841,50	23,07	19,03	60,55
60	663,52	862,51	1061,61	23,07	18,75	60,00
70	814,44	1058,75	1298,99	23,08	18,49	59,49
80	976,80	1269,84	1553,75	23,08	18,27	59,07
	Variação	média (%)		23,07	18,78	60,06

#### 2.3 Análise de custos dos materiais

O dimensionamento, detalhamento e quantitativo de aço, concreto e formas das lajes, vigas, pilares e blocos foram realizados automaticamente pelo programa CAD/TQS. Para as estacas esses cálculos foram realizados manualmente. Para a composição dos custos de concreto, formas e aço, foram utilizados os dados do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SI-NAPI). A partir desses dados foram comparados os custos considerando os modelos com e sem ISE, quanto aos seguintes aspectos: a) Custo do concreto, forma e aço;

- b) Custo dos elementos estruturais da superestrutura;
- c) Custo dos elementos estruturais da infraestrutura;
- d) Custo total da superestrutura e da infraestrutura;
- e) Custo global (infraestrutura mais superestrutura).

#### Tabela 6

Dados das fundações do edifício de 8 pavimentos

# 3. Resultados e discussões

#### 3.1 Análise do solo e carga admíssivel das estacas

Os perfis geotécnicos médios obtidos de acordo com a metodologia descrita anteriormente, a partir das 215 campanhas de sondagem, são apresentados na Figura 3.

A Tabela 5 apresenta as cargas admissíveis das estacas em função de seus diâmetros e com seus valores majorados em 10%, juntamente com as diferenças percentuais entre os solos. O fator de segurança global utilizado foi igual a 2.

Para a estaca de diâmetro de 30 cm no perfil de sondagem 3, com 20 m de profundidade, a tensão de compressão ultrapassou o valor de 5 MPa, assim a mesma não foi utilizada no dimensionamento

	Perfil de sondaç	gem 2		Perfil de sondagem 3					
	Dimensões do bloco	Esta	cas		Dimensões do bloco	Esta	cas		
Pilar	L x C x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)	Pilar	L x C x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)		
P1	90 x 90 x 90	1 Ø 60	20	P1	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20		
P2	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P2	270 x 90 x 120	2 Ø 60	20		
P3	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P3	270 x 90 x 120	2Ø60	20		
P4	90 x 90 x 90	1 Ø 60	20	P4	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20		
P5	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P5	230 x 80 x 110	2 Ø 50	20		
P6	310 x 310 x 160	4 Ø 70	20	P6	270 x 270 x 150	4 Ø 60	20		
P7	350 x 350 x 180	4 Ø 80	20	P7	270 x 270 x 150	4 Ø 60	20		
P8	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P8	270 x 90 x 120	2Ø60	20		
P9	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P9	230 x 80 x 110	2 Ø 50	20		
P10	310 x 310 x 160	4 Ø 70	20	P10	270 x 270 x 150	4 Ø 60	20		
P11	310 x 310 x 160	4 Ø 70	20	P11	270 x 270 x 150	4 Ø 60	20		
P12	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P12	230 x 80 x 110	2 Ø 50	20		
P13	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P13	230 x 80 x 110	2 Ø 50	20		
P14	350 x 350 x 180	4 Ø 80	20	P14	310 x 310 x 160	4 Ø 70	20		
P15	310 x 310 x 160	4 Ø 70	20	P15	270 x 270 x 150	4 Ø 60	20		
P16	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P16	230 x 80 x 110	2 Ø 50	20		
P17	100 x 100 x 100	1 Ø 70	20	P17	90 x 90 x 90	1Ø60	20		
P18	350 x 110 x 140	2 Ø 80	20	P18	310 x 100 x 120	2Ø70	20		
P19	100 x 100 x 100	1 Ø 70	20	P19	90 x 90 x 90	1Ø60	20		

Dados das fundações do edifício de 6 pavimentos

	Perfil de sondag	em 1		Perfil de sondagem 2					Perfil de sondag	jem 3	
Dilar	Dimensões do bloco		cas	Dilar	Dimensões do bloco	Estad	cas	Dile	Dimensões do bloco	Estad	cas
Pilar	L x C x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)	Pliar	L x C x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)	Pilo	L x C x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)
P1	90 x 90 x 90	1Ø60	20	P1	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20	P1	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20
P2	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P2	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P2	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20
P3	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P3	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P3	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20
P4	90 x 90 x 90	1Ø60	20	P4	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20	P4	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20
P5	270 x 90 x 105	2Ø60	20	P5	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P5	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20
P6	310 x 310 x 165	4Ø70	20	P6	270 x 270 x 160	4Ø60	20	P6	230 x 230 x 155	4 Ø 50	20
P7	350 x 350 x 185	4 Ø 80	20	P7	270 x 270 x 160	4Ø60	20	P7	230 x 230 x 155	4 Ø 50	20
P8	270 x 90 x 105	2Ø60	20	P8	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P8	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20
P9	270 x 90 x 105	2Ø60	20	P9	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P9	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20
P10	310 x 310 x 165	4Ø70	20	P10	270 x 270 x 160	4Ø60	20	P10	230 x 230 x 155	4 Ø 50	20
P11	270 x 270 x 145	4Ø60	20	P11	230 x 230 x 140	4 Ø 50	20	P11	190 x 190 x 135	4 Ø 40	20
P12	270 x 90 x 105	2Ø60	20	P12	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P12	2 190 x 70 x 70	2 Ø 40	20
P13	270 x 90 x 105	2Ø60	20	P13	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P13	3 190 x 70 x 70	2 Ø 40	20
P14	350 x 350 x 185	4 Ø 80	20	P14	270 x 270 x 160	4Ø60	20	P14	1 230 x 230 x 155	4 Ø 50	20
P15	310 x 310 x 165	4Ø70	20	P15	270 x 270 x 160	4Ø60	20	P15	5 230 x 230 x 155	4 Ø 50	20
P16	270 x 90 x 105	2Ø60	20	P16	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P16	5 190 x 70 x 70	2 Ø 40	20
P17	100 x 100 x 100	1 Ø 70	20	P17	90 x 90 x 90	1Ø60	20	P17	7 80 x 80 x 80	1 Ø 50	20
P18	350 x 110 x 140	2Ø80	20	P18	270 x 90 x 105	2Ø60	20	P18	3 270 x 90 x 110	2Ø60	20
P19	100 x 100 x 100	1Ø70	20	P19	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20	P19	9 80 x 80 x 80	1 Ø 50	20

# Tabela 8Dados das fundações do edifício de 4 pavimentos

	Perfil de sondagem 1				Perfil de sondage	em 2		Perfil de sondagem 3				
Dilam	Dimensões do bloco	Estac	cas	Dilan	Dimensões do bloco	Estad	cas	Dilam	Dimensões do bloco	Estad	cas	
Pliar	L x C x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)	Pliar	L x C x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)	Pliar	L x C x H (cm)	Ø (cm)	Prof. (m)	
P1	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20	P1	60 x 60 x 60	1 Ø 30	20	P1	70 x 70 x 70	1 Ø 40	16	
P2	230 x 80 x 100	2Ø50	20	P2	190 x 70 x 90	2Ø40	20	P2	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16	
P3	230 x 80 x 100	2Ø50	20	P3	190 x 70 x 90	2Ø40	20	P3	190 x 70 x 90	2 Ø 40	20	
P4	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20	P4	60 x 60 x 60	1 Ø 30	20	P4	70 x 70 x 70	1 Ø 40	16	
P5	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P5	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P5	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16	
P6	350 x 110 x 140	4 Ø 80	20	P6	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P6	270 x 90 x 110	2Ø60	20	
P7	390 x 120 x 150	4Ø90	20	P7	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P7	270 x 90 x 110	2Ø60	20	
P8	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P8	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P8	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16	
P9	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P9	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P9	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16	
P10	110 x 350 x 140	2 Ø 80	20	P10	100 x 310 x 120	2Ø70	20	P10	90 x 270 x 110	2Ø60	20	
P11	100 x 340 x 140	2 Ø 80	20	P11	90 x 270 x 100	2Ø60	20	P11	80 x 230 x 90	2 Ø 50	20	
P12	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P12	150 x 60 x 60	2Ø30	20	P12	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16	
P13	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P13	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P13	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16	
P14	390 x 120 x 150	2Ø90	20	P14	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P14	270 x 90 x 110	2Ø60	20	
P15	350 x 110 x 140	2 Ø 80	20	P15	310 x 100 x 120	2Ø70	20	P15	270 x 90 x 110	2Ø60	20	
P16	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P16	190 x 70 x 70	2 Ø 40	20	P16	190 x 70 x 70	2 Ø 40	16	
P17	80 x 80 x 80	1 Ø 50	20	P17	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20	P17	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20	
P18	270 x 90 x 110	2Ø60	20	P18	230 x 80 x 100	2 Ø 50	20	P18	190 x 70 x 90	2 Ø 40	20	
P19	80 x 80 x 80	1Ø50	20	P19	70 x 70 x 70	1 Ø 40	20	P19	70 x 70 x 70	1 Ø 40	16	

Resumo do comportamento das cargas e recalques

	Tendência geral	Maior var. de carga (%)	Maior recalque sem ISE (mm)	Maior recalque com ISE (mm)
8 pavimentos - perfil de sondagem 2	Yes	6,49	22,10	21,48
8 pavimentos - perfil de sondagem 3	Yes	5,55	22,43	21,53
6 pavimentos - perfil de sondagem 1	Yes	5,31	17,16	16,83
6 pavimentos - perfil de sondagem 2	Yes	5,01	17,70	17,26
6 pavimentos – perfil de sondagem 3	Yes	7,07	18,97	18,40
4 pavimentos - perfil de sondagem 1	No	3,50	11,85	11,76
4 pavimentos - perfil de sondagem 2	No	2,95	11,95	11,85
4 pavimentos – perfil de sondagem 3	No	6,75	12,61	12,73

das fundações segundo o critério adotado. Em compensação, foi utilizada uma estaca de diâmetro de 40 cm, com profundidade de 16 m, que apresentou carga admissível de 459,80 kN.

#### 3.2 Análise da superestrutura e fundações

Na Tabela 6 são mostradas as dimensões dos blocos e o número de estacas, com seus respectivos diâmetros e profundidades, para o edíficio de 8 pavimentos, determinados com as cargas aplicadas nas fundações resultantes da análise sem ISE. Para este número de pavimentos, quando se utilizou o Perfil 1 de sondagem, houve interferências de estacas, devido a capacidade das mesmas não ser elevada, sendo que então esta condição não foi considerada conforme explicado no item 2.2.

Na Tabela 7 são mostradas as dimensões dos blocos, número de









(**d**)

#### Figura 4

Curva de recalques para o caso edifício 8 pavimentos

C

estacas e suas respectivas profundidades para o edíficio de 6 pavimentos, dimensionados com as cargas aplicadas nas fundações resultantes da análise sem ISE.

Para o edifício de 4 pavimentos, os resultados do dimensionamento dos blocos de coroamento e estacas são apresentados na Tabela 8. Na Tabela 9 é mostrado o resumo do comportamento das cargas e recalques para as simulações sem ISE e com ISE. A tendência geral, de redução das cargas e recalques dos pilares centrais e aumento nos da periferia, deixou de existir quando o número de pavimentos diminuiu. Tal fenômeno acontece para edificações relativamente baixas, pois não se formam vigas vierendeel funcionando à flexão nos primeiros pavimentos. A explicação desse fenômeno é



# Figura 5

Curva de recalques para o caso edifício 6 pavimentos

dada por Crespo [23], o qual descreve o comportamento de vigas vierendeel em relação à altura da edificação.

Em geral, as maiores variações das cargas aconteceram nos edifícios com maior número de pavimentos e não tiveram alterações significativas, sendo que a maior variação foi de 7,07% conforme a Tabela 9. As variações descritas acima foram pequenas pois os edifícios analisados não tinham vigas de transição de elevada rigidez. Outro fator é que, embora utilizados 3 perfis geotécnicos diferentes, estes não apresentavam variações em planta, nos pontos de apoios dos pilares, fazendo com que os recalques não apresentassem diferenças significativas, diminuindo assim o efeito da ISE.



#### Figura 6

Curva de recalques para o caso edifício 4 pavimentos

A bacia de recalques para o Edifício de 8 Pavimentos tornou--se mais suave após a consideração da ISE, tanto para o caso sem vento como o caso com vento conforme mostra a Figura 4 onde pegou-se como exemplo os pilares P18, P15, P11, P07 e P3. Percebe-se que os recalques diferenciais diminuiram após a consideração da ISE, onde os pilares centrais tiveram diminuição dos recalques e os da periferia tiveram aumento.

Analogamente ao que ocorreu com o edifício de 8 Pavimentos, constatou-se também com o edifício de 6 pavimentos conforme mostra a Figura 5 para os pilares P18, P15, P11, P07 e P3.

Quanto ao edifício de 4 pavimentos, a tendência geral deixou de existir como mostra a Figura 6. Para esse edifício, os recalques tiveram um comportamento aleatório.

Quanto ao parâmetro de instabilidade, o Gama Z sempre aumentou depois de considerada a ISE. Em geral, a variação do Gama Z aumentou para solos mais resistentes e para os edifícios com menor número de pavimentos conforme a Tabela 10. A maior variação encontrada foi de 8,77%. Isso ocorre pois na consideração da ISE, os apoios deixam de ser indeslocáveis, aumentando assim os deslocamentos horizontais que influenciam diretamente no parâmetro de instabilidade global Gama Z. Entretanto, os mesmos atenderam aos limitas prescritos pela NBR 6118/2014.

#### 3.3 Custos dos materiais

A Tabela 11 apresenta a influência da ISE nos custos dos elementos estruturais da infraestrutura. A ISE não influenciou no custo das estacas, pois mesmo com as alterações das cargas, as tensões ficaram abaixo de 5 MPa. Quanto aos blocos não encontrou-se uma tendência para a variação, pois no dimensionamento desses elementos, o resultado final depende da envoltória dos esforços finais, os quais, variaram entre favoráveis e desfavoráveis, porém foram relativamente pequenas.

A Tabela 12 apresenta a influência da ISE nos custos dos elementos estruturais da superestrutura. As lajes e escadas não tiveram seus custos alterados. Quanto às vigas não encontrou-se uma tendência para a variação, pois no dimensionamento desses elementos, o resultado final depende da envoltória dos esforços finais que ora foram favoráveis e outras desfavoráveis, porém foram relativamente pequenas. Os pilares sempre tiveram seus cus-

#### Tabela 10

Valores do parâmetro de instabilidade Gama Z e suas respectivas variações

		Variação do parâmetro de instabilidade Gama Z									
	Perfi	l de sondag	em 1	Perfil de sondagem 2			Perfil de sondagem 3				
	Sem ISE	Com ISE	Variação (%)	Sem ISE	Com ISE	Variação (%)	Sem ISE	Com ISE	Variação (%)		
8 pavimentos	—	_	—	1,19	1,24	4,20	1,19	1,25	5,04		
6 pavimentos	1,19	1,24	4,20	1,19	1,25	5,04	1,19	1,26	5,88		
4 pavimentos	1,14	1,23	7,89	1,14	1,23	7,89	1,14	1,24	8,77		

#### Tabela 11

Custo dos elementos estruturais da infraestrutura e suas respectivas variações

-	Custo dos elementos estruturais (R\$)							
_		Estacas			Blocos			
_	Sem ISE	Com ISE	Var. (%)	Sem ISE	Com ISE	Var. (%)		
8 pav. – perfil de sondagem 2	102514,97	102514,97	0,00	71691,34	71102,96	-0,82		
8 pav. – perfil de sondagem 3	73551,27	73551,27	0,00	51941,38	51333,72	-1,17		
6 pav. – perfil de sondagem 1	98979,81	98979,81	0,00	64739,00	64701,91	-0,06		
6 pav. – perfil de sondagem 2	66548,80	66548,80	0,00	43499,83	43614,59	0,26		
6 pav. – perfil de sondagem 3	47540,96	47540,96	0,00	31399,57	31387,60	-0,04		
4 pav. – perfil de sondagem 1	60779,13	60779,13	0,00	24963,51	25047,32	0,34		
4 pav. – perfil de sondagem 2	42202,43	42202,43	0,00	17399,81	17325,35	-0,43		
4 pav. – perfil de sondagem 3	33255,06	33255,06	0,00	14654,82	14584,74	-0,48		

#### Tabela 12

Custo dos elementos estruturais da superestrutura e suas respectivas variações

		Custos da infraestrutura, superestrutura e custos globais (R\$)									
	Custo d	Custo da Infraestrutura			a Superestr	utura	Custo global				
	S/ ISE	C/ ISE	Var. (%)	S/ ISE	C/ ISE	Var. (%)	S/ ISE	C/ ISE	Var. (%)		
8 pav. – perfil de sondagem 2	157802,12	157388,94	-0,26	69890,93	71552,12	2,38	313360,21	313360,21	0,00		
8 pav. – perfil de sondagem 3	157802,12	158117,48	0,20	69693,54	70929,58	1,77	313360,21	313360,21	0,00		
6 pav. – perfil de sondagem 1	120257,41	120066,44	-0,16	41157,29	41674,71	1,26	232308,38	232308,38	0,00		
6 pav. – perfil de sondagem 2	120257,41	120201,64	-0,05	41010,70	41105,02	0,23	232308,38	232308,38	0,00		
6 pav. – perfil de sondagem 3	120257,41	120536,27	0,23	41072,02	41592,07	1,27	232308,38	232308,38	0,00		
4 pav. – perfil de sondagem 1	85725,14	85601,62	-0,14	20839,41	21462,25	2,99	157954,09	157954,09	0,00		
4 pav. – perfil de sondagem 2	85725,14	85701,48	-0,03	20772,54	20950,66	0,86	157954,09	157954,09	0,00		
4 pav. – perfil de sondagem 3	85725,14	85819,74	0,11	20790,65	21037,68	1,19	157954,09	157954,09	0,00		

Custo da infraestrutura, superestrutura, global e suas respectivas variações

		Custos da infraestrutura, superestrutura e custos globais (R\$)									
	Custo de	a Infraestrutu	ıra	Custo do	a Superestrut	Jra	Custo global				
	S/ ISE	C/ ISE	Var. (%)	S/ ISE	C/ ISE	Var. (%)	S/ ISE	C/ ISE	Var. (%)		
8 pav. – perfil de sondagem 2	174206.31	173617.93	-0.34	541053.26	542301.26	0.23	715259.57	715919.19	0.09		
8 pav. – perfil de sondagem 3	125492.64	124884.99	-0.48	540855.86	542407.26	0.29	666348.51	667292.25	0.14		
6 pav. – perfil de sondagem 1	163718.81	163681.72	-0.02	393723.08	394049.53	0.08	557441.88	557731.26	0.05		
6 pav. – perfil de sondagem 2	110048.63	110163.39	0.10	393576.49	393615.04	0.01	503625.13	503778.43	0.03		
6 pav. – perfil de sondagem 3	78940.53	78928.56	-0.02	393637.81	394436.72	0.20	472578.34	473365.28	0.17		
4 pav. – perfil de sondagem 1	85742.64	85826.44	0.10	264518.63	265017.95	0.19	350261.27	350844.40	0.17		
4 pav. – perfil de sondagem 2	59602.24	59527.78	-0.12	264451.76	264606.23	0.06	324054.01	324134.01	0.02		
4 pav. – perfil de sondagem 3	47909.89	47839.81	-0.15	264469.87	264811.51	0.13	312379.76	312651.32	0.09		

tos aumentados, pois as estruturas sempre apresentaram maiores deslocamentos após a consideração da ISE, fazendo com que os esforços de segunda ordem aumentassem e, consequentemente, a quantidade de aço também.

Na Tabela 13 são mostrados os custos da infraestrutura, superestrutura e custo global. O tipo de solo não influenciou significativamente no custo da estrutura após a análise com a ISE, pois quando a resistência do solo era menor as fundações exigiram estacas e blocos com maiores dimensões, compensando assim o grau de rigidez das mesmas. A infraestrutura teve seu custo levemente diminuído em 6 dos 8 casos analisados. A infraestrutura dos edifícios tiveram seus custos diminuídos após a consideração da ISE, pois ao considerar os recalques nas fundações, os momentos fletores nas mesmas diminuíram. Por consequência, a superestrutura teve que se tornar mais rígida, absorvendo parte dos esforços que seriam transferidos para as fundações e ficaram com seus custos aumentados. Quanto à superestrutura, ela teve sempre seu custo aumentado, também com variações relativamente pequenas.

O custo global dos edifícios analisados sempre aumentou após a consideração da ISE, porém as variações foram relativamente baixas, com a maior diferença ficando 0,17%. Isso se deve ao fato de que a infraestrutura teve variações negativas e a superestrutura variações positivas, tendo-se assim uma compensação de valores.

# 4. Conclusões

Neste artigo foram analisados edifícios em concreto armado com fundações por estacas escavadas e blocos de coroamento gerando 8 estudos de casos com e sem a consideração da ISE. Os resultados mostraram que:

- Metade dos casos não seguiram a tendência geral de redução das cargas e recalques dos pilares centrais e aumento nos da periferia, sendo que a mesma deixou de existir para os edifícios com número menor de pavimentos.
- A variação das cargas e recalques nas fundações não tiveram alterações significativas para os 8 modelos analisados.
- A ISE influenciou no índice de instabilidade global Gama Z de todos os casos e seus valores sempre foram aumentados após a consideração da ISE.

O custo das estruturas não foi influenciado significativamente pelo tipo de solo. Ainda, de modo geral, a infraestrutura dos edifícios tiveram seus custos levemente diminuídos e o custo global apresentou um pequeno acréscimo, com variação máxima de 0,17%.

Para edifícios de pequeno porte, com fundações em estacas profundas, quando o projeto das fundações for efetuado com coerência, os efeitos da ISE não são significativos, e podem ser considerados incluídos nas incertezas intrínsecas do processo de projeto das superestruturas e das fundações, que estão consideradas nos coeficientes de segurança internos previstos na NBR 6118 e NBR 8661.

# 5. Agradecimentos

Os autores agradecem à Universidade Comunitária da Região de Chapecó (UNOCHAPECÓ) pelo incentivo para a realização desse trabalho e também à TQS Informática Ltda. pelo empréstimo do software CAD/TQS.

# 6. Referências bibliográficas

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Fundações. - NBR 6122, Rio de Janeiro, 2010.
- [2] KAUSEL, E. Early history of soil-structure interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. v.30, 2010; p. 822–832.
- [3] GUSMÃO, A. D. Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações, Rio de Janeiro, 1990. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 165 p.
- [4] ANTONIAZZI, J. P.; ALVA, G. M. S.; SOARES, J. M. D. Metodologia simplificada para a construção da interação solo-estrutura em edifícios com fundações em sapatas isoladas. Engenharia Estudo e Pesquisa, Santa Maria, v. 10, n. 2. p. 3-14, abr./dez. 2010.
- [5] PAVAN, R.C.; COSTELLA, M. F.; GUARNIERI, G. Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações raras. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 7, n. 2, 2014; p. 260-285.

- [6] LIMA, A. I. C.; SILVA R. J. C.; SILVA FILHO, F. C. Influência dos recalques do radier na edificação. *In:* Congresso Brasileiro do Concreto CBC, 49°, Bento Gonçalves, 2007, Anais, Rio Grande do Sul, 2007.
- [7] ROSA, L. M. P.; DANZIGER, B. R.; CARVALHO, E. M. L. Interação solo-estrutura: análise contemplando fluência e retração do concreto. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 11, n. 3, 2018; p. 564-585.
- [8] SAVARIS, G.; HALLAK, P. H.; MAIA, P. C. Influence of foundation settlements in load redistribution on columns in a monitoring construction – case study. Revista IBRAC-ON de Estruturas e Materiais, v. 3, n. 3, 2010; p. 346-356.
- [9] MOTA, M. M. C. Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo, São Carlos, 2009, Tese (doutorado) – Universidade de São Paulo, 221 p.
- [10] BORGES, A. C. L. Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura, Recife, 2009, Tese (doutorado) – Universidade de São Paulo, 221 p.
- [11] SCHEPERS, W. Fast 3D FEM-BEM coupling for dynamic soil-structure interaction. *In:* X International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2017, Berlim, 2017, Anais, Germany, 2017, p. 391-396.
- [12] RESTREPO, L. R.; JARAMILLO, J. D.; Identificación de propriedades dinámicas de estrutcturas considerando efectos de interacción suelo-estructura (caso de studio). Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, v. 8, n. 2, 2008; p. 135-150.
- [13] PAPADOPOULOS, M.; VAN BEEUMEN, R.; FRANÇOIS, S.; DEGRANDE, G.; LOMBART, G. Computing the modal characteristics of structures considering soil-structure interaction effects. *In:* X International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2017, Berlim, 2017, Anais, Germany, 2017, p. 391-396.
- [14] CARBONARI, S.; DEZI, F.; LEONI, G. Linear soil-structure interaction of coupled wall-frame structures on pile foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. v. 31, 2011; p. 1296-1309.
- [15] GUSMÃO, A. D. A interface entre a engenharia geotécnica e a estrutural. *In*: Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural, 17º, São Paulo, 2014, Anais, São Paulo, 2014.
- [16] VENANZI, I.; SALCIARINI, D.; TAMAGNINI, C. The effect of soil-foundation-structure interaction on the wind-induced response of tall buildings. Engineering Structures. v. 79, 2014; p. 117-130.
- [17] ROBERTO, L.; SOLA, F. Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta dinámica de las estructuras. Construcción y tecnologia en concreto, Mayo, 2013.
- [18] IWAMOTO, R. K. Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda, São Paulo, 2000, Dissertação (mestrado) – Universidade de São Paulo, 157 p.
- [19] ANTONIAZZI, J. P. Interação solo estrutura de edifícios

com fundações superficiais, Santa Maria 1995, Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, 138 p.

- [20] MENDES, R. S. Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de edifícios em concreto armado. Revista Especialize On-line IPOG, v. 01, Dez. 2015.
- [21] JORDÃO, D. R. Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura-solo, São Paulo, 2003, Dissertação (mestrado) - Universidade de São Paulo, 132 p.
- [22] DELALIBERA, R. G. et al. Estabilidade global de edifícios de concreto armado: análise dos métodos P-Δ e γz considerando a deformabilidade da fundação. *In*: Congresso Brasileiro Do Concreto, 47°., 2005, Recife. Anais, São Paulo, 2005.
- [23] CRESPO, V. A. S. Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo, Rio de Janeiro, 2004, Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Goytacazes, 84 p.
- [24] MEDEIROS, D. S. Análise tridimensional da interação solo-estrutura em fundações de concreto armado pelo método dos elementos finitos, Porto Alegre, 2006, Dissertação (mestrado) -Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 171 p.
- [25] AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. Proceedings, 5th, Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, v. 5, p. 367-376, 1975.
- [26] AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity. Proceedings, 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires, v.1, p. 377-386, 1975.
- [27] PENNA, Antônio Sérgio Damasco. Elementos estruturais de fundações: Transparências de apoio às aulas de fundações. São Paulo: Programa de Educação Continuada em Engenharia da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004.
- [28] TQS INFORMÁTICA LTDA. Manual teórico: sistema de interação solo-estrutura. São Paulo: TQS Informática Ltda, 2015.



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

# Evaluation of the GPR (1.2 GHz) technique in the characterization of masonry shells of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro

Avaliação da técnica de GPR (1,2 GHz) na caracterização das cascas em alvenaria do Theatro Municipal do Rio de Janeiro

> D. C. B. CINTRA ª daniellicbc@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-4246-894X

> P. M. B. MANHÃES ª paola\_manhaes@yahoo.com.br https://orcid.org/0000-0001-7539-2879

> F. M. C. P. FERNANDES b fmcpf@civil.uminho.pt https://orcid.org/0000-0002-7575-411X

> D. M. ROEHL a droehl@puc-rio.br https://orcid.org/0000-0003-4644-120X

> J. T. ARARUNA JÚNIOR ª araruna@puc-rio.br https://orcid.org/0000-0002-4066-1765

> E. S. SÁNCHEZ FILHO ° emilsanchez@uol.com.br https://orcid.org/0000-0001-6749-9967

# Abstract

The geometric characterization and evaluation of structural integrity are challenges for the preservation of historical buildings. The challenges are associated to the lack of constructive records, material diversity, access and contact restrictions, and sample extraction. Non-destructive tests are indicated in these cases. The objective of this paper is to evaluate the Ground Penetrating Radar (GPR) technique with 1.2 GHz antenna in the study of the determination of material thickness and discontinuities in the masonry shells of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro, a heritage built in early 20th century, with high historical and cultural value. With paintings by renowned artists on their intrados, the domes and vault of brick masonry were at risk of collapse in the 1970s due to differential settlements in the supports and moisture, compromising their paintings. A strengthening intervention was carried out in 1976. Considering the masonry of bricks the main component, the electromagnetic wave propagation velocity was determined as 0,15 m/ns in one of the support walls, allowing to estimate the thicknesses of the elements ranging between 20 and 31 cm. Materials incorporated into the Structure were identified: reinforcement, metal inserts and bricks. However, the frequency of the antenna did not allow the detection of damages. The application of the GPR to the characterization of materials and investigation of the integrity of the domes of the Theatro Municipal highlights the potential of this technology to study heritage and other constructions.

Keywords: Ground Penetrating Radar (GPR), dome, vault, historical buildings, Theatro Municipal do Rio de Janeiro.

#### Resumo

A caracterização geométrica e avaliação da integridade estrutural são desafios para a preservação de edifícios históricos. Os desafios estão associados à escassez de registros construtivos, diversidade de materiais, restrições de acesso, contato e extração de amostras. Nesses casos são indicados ensaios não destrutivos. Este trabalho tem como objetivo avaliar a técnica do Ground Penetrating Radar (GPR), com antena de 1,2 GHz, na determinação de espessuras e descontinuidades nas cascas em alvenaria do Theatro Municipal do Rio de Janeiro, patrimônio construído no início do século XX, de elevado valor histórico e cultural. Com pinturas de artistas renomados em seu intradorso, as cúpulas e abóbada em alvenaria de tijolos estiveram risco de colapso na década de 1970 devido a recalques diferenciais e umidade, comprometendo as pinturas. O reforço da estrutura com concreto projetado foi realizado em 1976. Considerando a alvenaria de tijolos o principal componente, a velocidade de propagação de onda eletromagnética foi determinada em 0,15 m/ns em uma das paredes de apoio, permitindo estimar a variação entre 20 e 31 cm nas espessuras dos elementos estudados. Foram mapeados outros materiais incorporados à estrutura como armadura, chumbadores e tijolos, porém a frequência da antena não permitiu a detecção de danos. A aplicação do GPR para a investigação de integridade e caracterização de materiais das cúpulas do Theatro Municipal mostra o potencial dessa técnica para estudos de patrimônio histórico e de outras construções.

Palavras-chave: Ground Penetrating Radar (GPR), cúpula, abóbada, construções históricas, Theatro Municipal do Rio de Janeiro.

Universidade Lusíada – Norte, Faculdade de Engenharia e Tecnologias, Vila Nova de Famalicão, Portugal;

<sup>c</sup> Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil.

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

Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;

Received: 13 Dec 2018 • Accepted: 06 Aug 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

#### 1. Introduction

According to the International Council of Monuments and Sites, the preservation of heritage buildings has a multidisciplinary character and a structural analysis can be useful for estimating the conservation status of the building, as well as for assessing the efficiency of intervention techniques [1]. In this context, the characterization and evaluation of the integrity of the structural elements become fundamental, although it is a generally complex task due to the lack of constructive records and interventions, as well as restrictions on access, contact and especially sample extraction.

Non-destructive tests are investigative resources that do not cause permanent damage to the tested element, causing no loss of its resistant capacity. These tests are great value for the study of historical heritage, which cannot be subjected to changes that compromise its authenticity. Without testimonials and without knowing the material properties and element dimensions, the accuracy of the information obtained in non-destructive testing is considerably compromised. However, according to Balayssac et al. (2012) and Milovanovic and Pecur (2016) [2,3]but several kinds of indicators representative of the concrete condition need to be evaluated. Combining NDT methods is currently considered as one of the most appropriate ways to improve the quality of the diagnosis of concrete structures. This paper describes a French project named SENSO (Strategy of non-destructive evaluation for the monitoring of concrete structures, the combination of various tests, care in their execution and knowledge of the factors that influence results can facilitate data interpretation and validate the estimation of desired information.

The *Ground Penetrating Radar* (GPR) is considered by Benedetto and Benedetto (2014) as one of the most efficient and promising remote sensing technologies available for civil engineering applications [4]. Because it is non-invasive, it is a research technique recommended by many researchers for inspection and diagnostic work on foundations [5,6], concrete paving [7–9], concrete bridge decks [10–14]. GPR is also used in ancient structures, especially stone and brick masonry, to map internal characteristics of the structure and to evaluate the homogeneity of the constituent material [15–19]. Under appropriate test conditions, GPR can provide realistic information on the shape and position of targets within building elements.

The high-frequency antennas ( $\geq$  1000 MHz) used for GPR data acquisition allow the verification of structure geometry, the detection of reinforcement, prestressing bars, metallic elements in general, the presence of delamination and humidity [6], as well as indicating areas affected by corrosion [13]. In masonry, the combination of two-dimensional GPR reflection techniques with three-dimensional techniques and other non-destructive testing methods enables the detection of voids, thickness of walls, vaults, domes, arches and fillings of bridge and shells, metal elements and damage [6].

One of the major references of Brazilian heritage, the Theatro Municipal do Rio de Janeiro (TMRJ) (Figure 1), plays an important role for Rio de Janeiro and national culture, being directed by Foundation of Theatro Municipal do Estado do Rio de Janeiro. It was built between 1905 and 1909, simultaneously with other monumental buildings in the surrounding area, such as the Biblioteca Nacional, Museu Nacional de Belas Artes, former Caixa de Amortização, which together are listed by the Instituto de Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN) as an architectural ensemble of Avenida Central since 1973 [20]. In addition to these buildings are also the Clube Naval and the Palácio Monroe (demolished in 1976). built at the same time, in an effort by Mayor Pereira Passos to build the Avenida Central for the modernization of the city, which was the capital of the country. Cintra et al. describe the Theatro building construction system and the history of the structural interventions over the years [21].

With paintings by renowned artists such as Eliseu Visconti and Henrique Bernardelli on the intrados, the side domes and vault built in brick



#### Figure 1

(a) Augusto Malta photo of roof construction, 1906; (b) current façade Source: O Theatro Municipal – História. In: http://www.theatromunicipal.rj.gov.br/sobre/historia/, accessed: 10/12/2016



#### Figure 2

Cross-section of the noble area of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro **Source:** Adapted from architectural drawing [29]

masonry of the TMRJ (Figure 2) are objects of study of preventive structural monitoring in PUC-Rio, in a campaign of non-destructive tests to characterize the structure, relied on the group of historical constructions of the University of Minho to analyse the results of the GPR test.

This work aims at evaluating the GPR technique with 1.2 GHz antenna for the determination of thickness and discontinuities of the masonry shells of the TMRJ. The GPR technique was applied to estimate the total thickness of the shells, their constituent layers and to compare bricks dimensions with data from other tests. In addition, the GPR can help detect any materials incorporated into the elements and damage. The information obtained in the experimental program was used in a subsequent numerical modelling step for nonlinear analysis of the structure by the finite element method to investigate possible causes of damage and to evaluate the efficiency of intervention measures already performed. Relevant concepts of the GPR technique are presented. The

#### Table 1

Electromagnetic properties of some materials

comprehension of these techniques is fundamental for proper application in typical masonry of historical buildings. The work proposes a survey methodology and data analysis for the historical structure, as well as conclusions and suggestions for future works.

#### 2. Theoretical and experimental aspects of GPR tests

GPR is a non-destructive technique based on the propagation of radio frequency electromagnetic waves. It finds application in the assessment of the integrity of wood and concrete structures, tunnels, bridges and road pavements, as well as in the inspection of historical structures. The technique uses devices capable of recording the transmission and reception flux of electromagnetic waves that propagate in the medium and reflect when they strike elements with contrasting properties. This makes it possible to identify discontinuities, profile layers of different materials below a surface, or even to classify the geometry of a hidden target as flat, long, thin, spherical or cubic under favourable test conditions [25].

#### 2.1 Physical principles

The technique is based on the fact that the velocity and amplitude of electromagnetic waves vary significantly between materials. Therefore, a signal transmitted in two different materials, travelling the same distance, will arrive at different times. The speed and the way waves propagate, reflect and attenuate in the medium depend on the dielectric properties of materials related to the ability to store electrical charge in the presence of an electric field. Table 1 presents typical values of relative dielectric constant and static electrical conductivity for an antenna frequency of 100 MHz, as well as wave speed and attenuation for common materials. The general expression for the propagation velocity of a wave pulse in homogeneous and isotropic materials is given by Equation 1 [22,25]:

$$v_r = \frac{c}{\sqrt{\varepsilon_r}}$$

(1)

Material	Relative dielectric constant (ɛr)	Electric conductivity (σ) mS/m	Wave speed (∞) m/ns	Wave attenuation (α) dB/m
Air	1	0	0.300	0
Water	78 (25°C) to 88	0.1 to 10	0.032 to 0.034	0.01
Sea water	81 to 88	4000	0.032 to 0.033	103
Dry sand	3 to 6	10-4 to 1	0.122 to 0.173	0.01 to 1
Wet sand	10 to 30	0.1 to 10	0.055 to 0.095	0.05 to 5
Dry clay	2 to 20	1 to 100	0.067 to 0.212	10 to 50
Wet clay	15 to 40	100 to 1000	0.047 to 0.077	20 to 100
Dry granite	5 to 8	10-3 to 10-5	0.106 to 0.134	0.5 to 3
Wet granite	5 to 15	1 to 10	0.077 to 0.134	2 to 5
Dry concrete	4 to 10	1 to 10	0.095 to 0.150	2 to 12
Wet concrete	10 to 20	10 to 100	0.067 to 0.095	10 to 25

Source: Adapted from Annan, Daniels and Cassidy [22, 23, 25]



#### Figure 3

Relationship between GPR position (x), target depth (d) during travel time (T) **Source:** Adapted from Annan [22]

where,

 $v_r$  – relative velocity of propagation of electromagnetic wave pulse in a solid medium;

c – velocity of the electromagnetic wave in the air, equal to light 0,3 m/ns;

 $\varepsilon_r$  – relative dielectric constant of the material.

The presence of moisture in the materials increases the relative dielectric constant, which decreases the propagation velocity of electromagnetic waves, as indicates in Table 1. Soluble salts or saline water present in materials, very common in marine environments, increase the electrical conductivity and the wave attenuation, decreasing the penetration depth of the electromagnetic signal, with significant loss of propagation energy. In such cases, GPR research may be compromised [22].

According to Alsharahi *et al.* (2016) [24], as the wave propagates in a medium, the contrast of the dielectric constant between the materials causes the reflection of the electromagnetic waves at the interface, while the electrical conductivity attenuates the propagation of the waves. The incident energy is partially reflected and partially transmitted, depending on the contrast between the relative dielectric constants of the adjacent materials. Metallic materials tend to reflect all incident electromagnetic energy.

The time that the signal takes from its transmission through reflec-



Figure 4 Hyperbolic distribution function Source: Daniels [25]

tion on a target to its reception is called the round-trip time and depends on the wave frequency and properties of the propagation medium. Figure 3 represents the relationship between the position of the GPR antennas and the depth of the target over the wave travel time.

Figure 4 illustrates the hyperbolic distribution of the relationship between spatial position, wave velocity and travel time, which, according to Annan (2003) [22], is given by Equation 2, Equation 3 e Equation 4.

$$T = \frac{2\sqrt{x^2 + d^2}}{v} \tag{2}$$

$$T = \sqrt{\frac{4x^2}{v^2} + T_0^2}$$
(3)

$$T_0 = \frac{2d}{v} \tag{4}$$

where,

T – round-trip wave time; x – the projection of GPR position relative to target;

d – reflection target depth;

- v propagation velocity of the electromagnetic wave in the material;
- $T_o$  travel time when GPR is directly over the target.

#### 2.2 Instrumentation

A typical GPR system consists of the components and mode of operation [17], illustrated in Figure 5:

a) control unit, which is an electronic device consisting of a processor and memory for configuring storage, responsible for



#### Figure 5

Components and mode of operation of a typical GPR system Source: Adapted from Fernandes [17]

# Table 2

Depth of penetration, resolution and typical application of the usual centre frequency

Frequency (f) MHz	Wave length (λ) cm	Depth of penetration m	Vertical resolution m	Typical application
10	3000	50	7,500	
25	1200	30	3,000	Geotechnics and geology
50	600	10	1,500	and geology
100	300	5 to 20	0.750	Geotechnical, environmental and mining
250	120	2 to 7	0.300	Geotechnical, environmental and structures
500	60	1 to 4	0.150	
1000	30	0.5 to 1.5	0.075	
1500	20	0.5	0.050	Structures
2000	15	0.4	0.035	
2700	11	< 0.4	0.025	

Source: Adapted from Annan and Fernandes [17,22]

generating thousands of electrical pulses per unit of time and sending them to the transmitting antenna, as well as receiving test data for processing;

- b) radar antennas, which consist of transducers whose function in the transmitting antenna is to convert electrical current into electromagnetic pulses to be radiated in a controlled manner on the investigated surface, and the reverse occurs in the receiving antenna, which picks up the reflected electromagnetic pulses that are converted to an electric current;
- c) display unit, consisting of a screen to display the graphical representation of time and distance data recorded in the test;
- d) data storage device.

There are different modes of operation of GPR antennas, with the antennas being kept fixed or moving relative to the target. The mode adopted in the present research and the most common according to Annan (2003) [22], is called *common-offset*. The antennas move along the surface, but the distance between the transmitting and receiving antennas is constant and known, and the antennas are coupled to a protective plastic case equipped with an odometer, called a mobile unit.

The wave is transmitted, received and recorded each time the mo-

bile antenna unit is moved, in a register called "trace". The spacing between traces should be adopted depending on the size of the target to be studied and the research objectives. A one-dimensional trace does not provide much information, but several traces displayed side by side forms a two-dimensional time-distance record of GPR or GPR cross-section or radargram showing the variation of reflections relative to the surface. Traces can also be arranged so that they represent three-dimensional blocks of the studied element [25].

#### 2.3 Resolution

According to Daniels (2004) [25], the signal emitted by the transmitting antenna is a frequency spectrum, where the peak corresponds to the central frequency of the antenna (f). Such frequency may vary between 10 MHz and 2700 MHz and the choice of the appropriate working frequency depends on the application type, material, depth and possible dimensions of the targets to be studied. There are three key aspects to the decision making process: vertical resolution, which corresponds to the ability to distinguish two near-vertical points; spatial resolution, referring to the ability to distinguish two points at the same depth; and the



#### Figure 6

Wave reflection on a target (a) methodology and (b) resulting radargram **Source:** Adapted from Fernandes [17]



Figure 7

Wave pulse polarity Source: Adapted from Annan [22]

minimum depth from which objects can be detected without obstructing the direct wave reflection signal [6]. Table 2 represents the penetration depth, expected resolution and typical applications for the centre frequency of radar antennas under favourable conditions. The lowest frequencies are applied in the geotechnical area ( $\leq 250$  MHz) and the highest frequencies in the area of structures (250 a 2700 MHz) [17,22].

Information resolution or accuracy of GPR survey results improves with increasing antenna frequency capacity, but is hampered by decreased signal propagation speed, decreased wavelength and decreased frequency peak due to the influence of the properties. dielectrics of solid materials. Generally, the resolution is enough if the dimensions of an object are larger than ¼ of the wavelength ( $\lambda$ ) of the incident radiation if no material non-linearity interferes with the wave propagation. In order to properly detect hidden elements, Annan (2009) [26] suggests that the horizontal ( $\Delta$ x) and vertical ( $\Delta$ t) distance between consecutive sampling points are defined by Equation 5 and Equation 6.

$$\Delta_x \le \frac{\mathbf{v}}{\mathbf{6}f_c} \tag{5}$$

$$\Delta_t \leq \frac{1}{6f_c} \tag{6}$$

where,

 $\Delta x$  – interval in space between consecutive sampling points;

 $\Delta t$  – time interval between consecutive sampling points;

v – velocity of the electromagnetic wave in the medium;

*fc* – antenna centre frequency.

Radiation energy losses related to GPR equipment may affect the electromagnetic signal. According to Daniels (2004) [25] and Fernandes (2006) [17], these losses may occur due to:

- a) inefficiency of the antennas to transmit and receive the entire signal;
- b) instability that occurs in the coupling of antennas on uneven surfaces, which interferes with the radiation pattern of the antenna because it is a directional beam;
- c) geometric scattering of the energy beam along with the depth;
- d) dispersion of the electromagnetic signal from the incidence on the target itself;
- e) signal attenuations due to the dielectric properties of the propagation means.

Prior to the test, it is necessary to limit the round-trip transit time of the signal (T) according to the estimated depth of characteristics

and targets present to avoid storing unnecessary data outside the expected time and speeding up field measurements.

#### 2.4 Data analysis and interpretation

Turning GPR data into specific and applicable information can go two ways, according to Annan (2009) [26]. The first and most common one considers the measurements of a flat section or volume traces to indicate the spatial position of the target. The second determines quantitative variables from wave properties such as velocity, attenuation, impedance and converts them into specific quantities applicable to material properties, which is the tendency for GPR to evolve.

If the dielectric properties of materials have adequate contrast (Figure 6a), the GPR section can be considered a two-dimensional representation of the studied element and can be interpreted to define the internal characteristics of the element. Figure 6b depicts a typical GPR section where the horizontal axis is the distance travelled along the surface of the element under study and the vertical axis is the wave round-trip time that can be converted to depth if the wave velocity or dielectric constant of the material is known.

Figure 6b represents the pattern of some of the features observed by Fernandes (2006) [17] in GPR sections of historic masonry. Isolated hyperbole reflections indicate the presence of individual and small embedded elements (targets) such as metal, wood or other material with dielectric property in contrast to masonry. The depth of the target can be determined by considering the vertex of the hyperbole. The presence of a significant area with a large number of reflections indicates the presence of deteriorated or heterogeneous material, such as cracks, voids, detachments. Long reflection signals parallel to the data acquisition surface correspond to the interface between different material layers, peelings or cracks in masonry.

As an estimate of the wave propagation velocity in the material, Annan (2003) [22] and Cassidy (2009) [23] suggest fitting a hyperbolic shape with known parameters that coincides with a reflection hyperbole in the GPR section, as represented in Figure 6b. From the combination of velocity (v) and propagation time (T0), it is also possible to estimate the depth (d) of the target.

GPR signal polarity may be useful in interpreting the data. Annan (2003) [22] suggests that a positive waveform has the shape of the letter "M" and the negative pulse has the shape of the letter "W". Figure 7 describes the basic elements of a GPR measurement as signals that travel directly through the air (direct wave A) and first reach the receiving antenna with positive polarity (M). Then some

# Evaluation of the GPR (1.2 GHz) technique in the characterization of masonry shells of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro



#### Figure 8

View of the intrados of the shells of the Theatro

signals travel directly through the material near the surface (direct wave G), with negative polarity (W). Finally, signals that are reflected at the interface of a target within the element (R wave reflection) and take longer to reach the receiving antenna may have positive or negative polarity (M or W).

Reflection of a wave is caused by the change in electromagnetic impedance at the interface of materials. A target with an impedance greater than medium produces a positive pulse reflection, while a target with lower impedance produces a negative pulse reflection. Usually, rocks and voids represent high impedance materials and generate positive reflections in GPR. While metal is a very low impedance

material and will always give rise to the negative reflection wave [22]. Properly displaying data is fundamental to analysing it. The choice of display parameters is an integral part of the interpretation of the GPR section. It is often impractical to display data as traces. The most common mode of a two-dimensional representation of data is a scanner image called a radargram. This consists of assigning colours (or varying the intensity of a single colour) to indicate the amplitude variation in the traces [22].

During the GPR test, data can be collected with unwanted incorporation of information that is not relevant to the research objectives, causing data overlapping effects that impair the desired target



#### Figure 9 Photos of the reinforcement of the shells in the 1970s Source: Schiros [27]

signals. Such noises can come from sources such as vehicles, electrical cables, metals, telecommunications systems, mobile phones, pipelines, and natural electrical and magnetic phenomena [25]. The basic processing of the GPR section is the application of filters and gain, such as bandpass filters, DC removal, automatic gain control (AGC), among others available in the processing software. The relationship between signal and noise can be improved by applying filters that delimit the display of an appropriate frequency band for the antenna used. The gain application allows equalizing the amplitudes of each trace to compensate for signal attenuation due to depth propagation in solid materials [26].

#### 3. Data acquisition at the Theatro Municipal do Rio de Janeiro

#### 3.1 Description of domes and vaults

On the upper floor of the TMRJ, near the centre of the main façade, is the so-called noble area. As shown in Figure 8, there is the foyer, a well-decorated hall for the reception of the public and covered by a cradle vault with plan dimensions of the extrados of the 6.83 m x 17.48 m and 2.60 m rise, built-in double-layer brick masonry laid with cement mortar and lime. The two side roundabouts have a spherical dome ceiling with a diameter of 6.28 m on the extrados, 2.75 m rise and were built in solid ceramic brick laid and covered with cement mortar and lime.

The domes and vault were built in 1907, supported on walls and pillars. The weather, festive events, vandalism, leaks on the roof, surrounding construction works, such as the nearby subway, among other occurrences, damaged the building. In 1976 they were reinforced with reinforced concrete. Schiro reports that the entire intervention was performed in three days, without stepping on the peels, without shoring so as not to damage the paintings on the soffit and consisted of the following steps [27]:

 a) Step 1 – Construction of side beams and a superimposed shell in reinforced sprayed concrete to support part of the weight of the original shell, as shown in Figure 9a. In concreting, priority was given to the creation of arches over the largest transverse cracks (Figure 9b);

- b) Step 2 epoxy injection into the cracks to restore shell monolithism employing plastic traps as shown in Figure 9b;
- c) Step 3 anchoring of metal inserts immersed in epoxy-filled holes to promote adhesion between the original masonry shell and the new concrete shell as Figure 9c and Figure 9d.

The vault of the foyer and the dome of Av. Rio Branco are the objects of study. It is covered by a waterproofing blanket which, although deteriorated and detached from the shell in some parts, cannot be removed. performed on the blanket. The dome of Av. Treze de Maio was not studied due to its inaccessibility, so its characteristics are considered similar to the one on Av. Rio Branco.

#### 3.2 Methodology

All data collection with GPR was performed in the extrados of the shells, after superficial cleaning and marking of the axes mesh with white chalk, avoiding stepping on the shells. The MALA *GeoScience* system consisting of 1.2 GHz frequency antennas coupled to a wheeled mobile unit was used. Antenna displacement data were acquired through an odometer connected to the left rear wheel of the mobile unit.

Preliminary tests allowed to verify the pattern of visualization of metallic inserts, the adequate speed of movement and the coupling of the mobile unit of the antennas to the surface of the shells. The mobile unit odometer was also calibrated by comparing the length measurements a 5 m graduated measuring tape with 0.01 m accuracy. It was observed that the direct contact between the wheels of the mobile unit and the surface of the shells along the lifting path was impaired by the roughness of the projected concrete and mortar in the case of the dome, aggravated in by the waterproof blanket overlap. Thus, a 3 mm thick ethylene vinyl acetate (EVA) synthetic foam strip was used to facilitate the movement of the wheels of the antenna mobile unit over the shells as illustrate in Figure 10a and Figure 10b.





#### Figure 10 GPR test: (a) dome of Av. Rio Branco and (b) vault





For the regularity of data acquisition in the GPR sections, the moving speed of the mobile antenna unit was kept as constant as possible, which was manually conducted in the horizontal course. In the vertical direction, the acquisition unit was manually driven from the base of the shell to where it was possible to reach the hands. From there the vehicle was driven with the help of a string until it reached the vertex, following the marked axis lines while avoiding stepping on the dome and vault.

Data acquisition was performed in 24 sections of the Av. Rio Branco dome, 12 sections of the foyer vault and two sections in masonry sidewalls. 3D surveys were also performed in each of the studied elements, but the radargrams were not considered satisfactory for analysis due to the high reflection of the metal mesh and consequent signal attenuation in all areas below the mesh as shown in Figure 11.

The thicknesses obtained by the GPR test were used in a sub-

sequent stage of research for the development of the numerical model for nonlinear analysis of the structure by the finite element method in order to investigate the vulnerability of structural elements, the causes of damage in the 1970s and the efficiency of previous intervention measures.

#### 3.3 Results

Reflex2DQuick software, version 3.0, was used for processing two-dimensional radargrams and Reflex3DScan software for processing three-dimensional acquisitions. In the processing of twodimensional radargrams, the Dewow filter required for the MALA system data and gain function to compensate for signal attenuation along the depth [28] were applied. In three-dimensional acquisitions, the Dewow filter was also applied, as well as the Background Removal to eliminate direct wave interference.

The standard procedure for calibrating the electromagnetic wave propagation velocity in a material is by measuring the round-trip travel time in the section by positioning a sheet metal on the opposite surface of the element. However, due to difficulties in accessing the opposite surface of the dome and vault, such procedure was unworkable in the present study. These elements are composed of several materials, so the speed of masonry was adopted as the standard for the section since this is the predominant material in the constitution of the dome and vault. The wave velocity in the masonry was estimated at 0.15 m/ns, from the round-trip time recorded in the radargram of the sidewall of Av. Rio Branco dome (Figure 12a). This survey was done near a shaft, where the brick masonry was exposed and its thickness could be measured (Figure 12b). The adopted velocity is compatible with those determined by Fernandes (2006) [17] in the ceramic brick masonry of historical buildings.

The electromagnetic signal lost energy when it finds the bars of the wire mesh. Because of that, a significant dispersion occurs along the shell section, which impaired the determination of its total thickness and its constituent layers in most radargrams. Only in the sections where the reinforcement rate was lower or where the reinforcement was transverse to the antenna path the signal was propagated sufficiently along the section and it is possible to estimate the thickness of the dome and the vault. Therefore, it is available to estimate its layers, as well as to estimate its layers the size of the masonry units.





#### Figure 12 Dome sidewall (a) radargram (b) thickness determination





Figure 13a represents the constructive characteristics of the Av. Rio Branco dome and Figure 13b shows a typical radargram. Figure 13b indicates that the total shell thickness has a ranges from 22 and 25 cm at the vertex. The thickness tends to grow linearly towards the base, which appears to be about 2 to 5 cm larger. In several radargrams there was a pattern of small consecutive parables with spacing between 8 and 10 cm in the alignment of the soffit. It indicates that the vertical joint between bricks has dimensions compatibles with the correspondent joint found in thermograms and apparent bricks in the adjacent wall. The bars of the wire mesh has a spacing of 10 cm, information confirmed in a pacometry test and described in the Schiro's report [27]. No intermediate layer was identified, which confirms the existence of only one bricklayer. Figure 14a represents the constructive characteristics of the foyer vault and Figure 14b shows a correspondent typical radargram. Figure 14b indicates that the total shell thickness has a ranges from 20 and 23 cm at the vertex. The thickness tends to grow linearly towards the base, which appears to be about 5 to 8 cm larger. In some radargrams there was a pattern of small consecutive parables spaced in the alignment of the soffit. This spaces ranges from 16 to 20 cm, indicating the bricks, whose dimensions are compatible with those found in thermograms. The bars of the wire mesh have spacing between 10 and 11 cm, information confirmed in a pacometry test and described in the Schiro's report [27], as well as the presence of metal pins, with a typical spacing of 20 cm. An intermediate layer was identified, confirming two bricklayers described by Schiros [27], possibly with a thickness between 10 and 12 cm.

As they are elements composed of several materials, it was not possible to detect damage such as voids and cracks in the peel investigated by GPR with 1.2 GHz antennas. For this purpose, it is suggested to use higher frequency antennas, whose resolution is most appropriate

From the shell thickness information evaluated by the GPR test and data obtained from other tests, the numerical model of the structure was elaborated in FX + for Diana software and nonlinear finite element analysis was performed in Diana version 10.2 software (Figura 15), whose results go beyond the objectives of the present work.

# 4. Conclusions

The GPR technique with 1.2 GHz frequency antenna was applied to the reinforced masonry dome and vault of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro, aiming at estimating the total thickness of the elements and their layers, confirming constructive characteristics, measuring the brick dimensions with data from other tests and identify embedded elements. As these are structural elements composed of various materials, the speed of masonry was adopted as the standard for the section, as it is the predominant material in the constitution of the dome and vault. The wave velocity in the masonry was estimated at 0.15 m/ns, from the round-trip time recorded in the radar of the sidewall of the Av. Rio Branco dome, an element composed only of brick masonry, where it was possible to access to determine its thickness.

The dome had a thickness ranging between 22 and 29 cm, consisting of a bricklayer. The vault had a thickness between 20 and 31 cm, consisting of two layers of bricks. Such information served as a reference for the development of a numerical model used for nonlinear analysis of the structure by the finite element method, the results of which go beyond the objectives of the present work

It was not possible to detect damage such as voids and cracks. For this purpose, it is suggested to use antennas with larger frequency, whose resolution is more appropriate to the dimensions of the element.

The electromagnetic signal lost energy by focusing on the bars of the wire mesh, generating significant dispersion along the shell section, which impaired the determination of its total thickness and its constituent layers in most radargrams, especially in 3D surveys.



Figure 14 Vault cross section: (a) constructive detail; (b) radargram



#### Figure 15

Numerical model: (a) detail of shell thickness; (b) vertical displacements (mm) of physical nonlinear analysis considering two constructive phases

Only in the sections in which the reinforcement was transverse to the antenna path the signal was propagated along the section, allowing to estimate the desired information.

The survey of GPR in old structures is still unusual, probably due to the difficulty in interpreting the images generated by the investigation of complex elements, which requires time and dedication to acquire knowledge and practice to properly use the technique. A prior study is necessary to know the construction process and any interventions suffered by the studied element, in order to have a prediction of the type of elements expected in the visualization of radargrams, as well as the verification of information collected by other complementary tests, documents or other means.

The present study seeks to contribute information to improve the GPR assay methodology and experimental data for structural preservation work in similar constructions, especially masonry shells.

# 5. Acknowledgements

The authors thank the Foundation of Theatro Municipal do Estado do Rio de Janeiro, in particular to the Engineering and Architecture Sector, for supporting the research. Also to the School of Engineering of the University of Minho. This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal do Ensino Superior – Brasil (Capes) "Taxas" and Faperj, process number E-26/201.812/2017.

# 6. References

- ICOMOS. "Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage". International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage. Paris, 2003.
- [2] BALAYSSAC, J. P. et al. "Description of the general outlines of the French project SENSO – Quality assessment

and limits of different NDT methods". Construction and Building Materials, v. 35, n. October 2012, p. 131–138.

- [3] MILOVANOVIĆ, B.; BANJAD PEČUR, I. "Review of Active IR Thermography for Detection and Characterization of Defects in Reinforced Concrete". Journal of Imaging, v. 2, n. 2, p. 11, 2016.
- [4] BENEDETTO, A.; BENEDETTO, F. "Application fieldspecific synthesizing of sensing technology – civil engineering application of ground-penetrating radar sensing technology". Reference Module in Material Science and Materials Engineering. Comprehensive Materials Processing, v. 13, p. 393–425, 2014.
- [5] MANHÃES, P. M. B.; ARARUNA JÚNIOR, J. T.; PIRES, P. J. "Uso do GPR na identificação de elementos de fundação de edificações existentes", in: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica. Belo Horizonte, Brasil, 2016.
- [6] FERNANDES, F. M. C. P.; LOURENÇO, P. B.; CRUZ, P. J. S. "Possibilidades do radar de prospecção geotécnica em estruturas e aplicações em Portugal". Engenium, 2010. p. 84–90.
- [7] LAU, C.L.; SCULLION, T.; CHAN, P. "Modeling of Ground-Penetrating Radar wave propagation in pavement systems", in: Transportation Research Record, Transportation Research Board. Texas, 1992. p. 99–107.
- [8] LI, M.; ANDERSON, N.; SNEED, L.; TORGASHOV, E. "Condition assessment of concrete pavements using both ground penetrating radar and stress-wave based techniques", Journal of Applied Geophysics. 135 (2016) p. 297–308.
- [9] BENEDETTO, A.; TOSTI, F.; CIAMPOLI, L. B.; D'AMICO, F. "An overview of ground-penetrating radar signal processing techniques for road inspections", Signal Processing. 132 (2017) p. 201–209.

- [10] DINH, K.; GUCUNSKI, N.; KIM, J.; DUONG, T. H. "Understanding depth-amplitude effects in assessment of GPR data from concrete bridge decks", NDT and E International. 83 (2016) p. 48–58.
- [11] DINH, K.; GUCUNSKI, N.; DUONG, T. H. "Migrationbased automated rebar picking for condition assessment of concrete bridge decks with ground-penetrating radar", NDT and E International. 98 (2018) p. 45–54.
- ALANI, A. M.; ABOUTALEBI, M.; KILIC, G. "Applications of ground penetrating radar (GPR) in bridge deck monitoring and assessment", Journal of Applied Geophysics. 97 (2013) p. 45–54.
- [13] DINH, K.; GUCUNSKI, N.; ZAYED, T. "Automated visualization of concrete bridge deck condition from GPR data", NDT and E International. 102 (2019) p. 120–128.
- [14] BENEDETTO, A. "A three-dimensional approach for tracking cracks in bridges using GPR", Journal Applied Geophysics. 97 (2013) p. 37–44.
- [15] ÁLVAREZ DE LARA, R. R. "Structural analysis of the church of the Monastery of São Miguel de Refojos". 2016. 147 f. Dissertation (Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions). University of Minho. Guimarães, 2016.
- [16] BINDA, L.; SAISI, A.; TIRABOSCHI, C. "Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries". Construction and Building Materials, v. 14, n. 4, p. 199–233, 2000.
- [17] FERNANDES, F. M. C. P. "Evaluation of two novel NDT techniques – microdrilling of clay bricks and ground-penetrating radar in masonry". Tese (doutorado). University of Minho. Guimarães, 2006.
- [18] SANTOS ASSUNÇAO, S.; PEREZ GRACIA, V.; CA-SELLES, O.; CLAPES, J.; SALINAS, V. "Assessment of complex masonry structures with GPR compared to other non-destructive testing studies". Remote Sensing, n. 6, p. 8220–8237, 2014.
- [19] ZHAO, W.; FORTE, E.; FONTANA, F.; PIPAN, M.; TIAN, G. "GPR imaging and characterization of ancient Roman ruins in the Aquileia Archaeological Park, NE Italy", Measurement. 113 (2018) p. 161–171.
- [20] IPHAN, "Lista dos bens tombados e processos em andamento (1938 - 2018)", (2018). http://portal.iphan.gov. br/uploads/ckfinder/arquivos/Lista\_bens\_tombados\_ processos\_andamento\_2018 (accessed on December 10, 2018).
- [21] CINTRA, D. C. B.; ROEHL, D. M.; SÁNCHEZ FILHO, E. S.; SANTOS, M. F. S. F.; FILIZOLA, G.; ASSUMPÇÃO, M. S. "Structural Intervention Case in the Theatro Municipal do Rio de Janeiro", in: 3rd International Conference on Protection of Historical Constructions. Lisbon, Portugal, 2017.
- [22] ANNAN, A. P. "Ground-penetrating radar principles, procedures & applications". Mississauga, Canada: Sensors and Software Inc., 2003.
- [23] CASSIDY, N. J. "Electrical and magnetic properties of rocks, soils and fluids". In: Ground penetrating radar theory and applications. Oxford, United Kingdom: Elsevier Science, 2009. p. 46.
- [24] ALSHARAHI, G.; DRIOUACH A.; FAIZE, A. "Performance

of GPR influenced by electrical conductivity and dielectric constant". Procedia Technology, v. 22, p. 570–575, 2016.

- [25] DANIELS, D. J. "Ground penetrating radar". 2. ed. London: The Institution of Electrical Engineers, 2004.
- [26] ANNAN, A. P. Electromagnetic principles of ground-penetrating radar. In: Ground penetrating radar theory and applications. Oxford, United Kingdom: Elsevier Science, 2009. p. 4–40.
- [27] SCHIROS, L. M. "Recuperação estrutural das cúpulas do foyer do Theatro Municipal do Rio de Janeiro". Colóquio sobre Patologia do Concreto e Recuperação Estrutural - Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), p. 188–204, 1978.
- [28] SANDMEIER, G. R. Reflex2D Quick, version 3.0. Karlsruhe, Germany, 2017.
- [29] FUNDAÇÃO DO THEATRO MUNICIPAL DO RIO DE JA-NEIRO. "Evolução arquitetônica do Theatro Municipal". Drawings. Rio de Janeiro, 2009.



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

# Evaluation of the GPR (1.2 GHz) technique in the characterization of masonry shells of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro

Avaliação da técnica de GPR (1,2 GHz) na caracterização das cascas em alvenaria do Theatro Municipal do Rio de Janeiro

> D. C. B. CINTRA ª daniellicbc@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-4246-894X

> P. M. B. MANHÃES ª paola\_manhaes@yahoo.com.br https://orcid.org/0000-0001-7539-2879

> F. M. C. P. FERNANDES b fmcpf@civil.uminho.pt https://orcid.org/0000-0002-7575-411X

> D. M. ROEHL a droehl@puc-rio.br https://orcid.org/0000-0003-4644-120X

> J. T. ARARUNA JÚNIOR ª araruna@puc-rio.br https://orcid.org/0000-0002-4066-1765

> E. S. SÁNCHEZ FILHO ° emilsanchez@uol.com.br https://orcid.org/0000-0001-6749-9967

# Abstract

The geometric characterization and evaluation of structural integrity are challenges for the preservation of historical buildings. The challenges are associated to the lack of constructive records, material diversity, access and contact restrictions, and sample extraction. Non-destructive tests are indicated in these cases. The objective of this paper is to evaluate the Ground Penetrating Radar (GPR) technique with 1.2 GHz antenna in the study of the determination of material thickness and discontinuities in the masonry shells of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro, a heritage built in early 20th century, with high historical and cultural value. With paintings by renowned artists on their intrados, the domes and vault of brick masonry were at risk of collapse in the 1970s due to differential settlements in the supports and moisture, compromising their paintings. A strengthening intervention was carried out in 1976. Considering the masonry of bricks the main component, the electromagnetic wave propagation velocity was determined as 0,15 m/ns in one of the support walls, allowing to estimate the thicknesses of the elements ranging between 20 and 31 cm. Materials incorporated into the Structure were identified: reinforcement, metal inserts and bricks. However, the frequency of the antenna did not allow the detection of damages. The application of the GPR to the characterization of materials and investigation of the integrity of the domes of the Theatro Municipal highlights the potential of this technology to study heritage and other constructions.

Keywords: Ground Penetrating Radar (GPR), dome, vault, historical buildings, Theatro Municipal do Rio de Janeiro.

#### Resumo

A caracterização geométrica e avaliação da integridade estrutural são desafios para a preservação de edifícios históricos. Os desafios estão associados à escassez de registros construtivos, diversidade de materiais, restrições de acesso, contato e extração de amostras. Nesses casos são indicados ensaios não destrutivos. Este trabalho tem como objetivo avaliar a técnica do Ground Penetrating Radar (GPR), com antena de 1,2 GHz, na determinação de espessuras e descontinuidades nas cascas em alvenaria do Theatro Municipal do Rio de Janeiro, patrimônio construído no início do século XX, de elevado valor histórico e cultural. Com pinturas de artistas renomados em seu intradorso, as cúpulas e abóbada em alvenaria de tijolos estiveram risco de colapso na década de 1970 devido a recalques diferenciais e umidade, comprometendo as pinturas. O reforço da estrutura com concreto projetado foi realizado em 1976. Considerando a alvenaria de tijolos o principal componente, a velocidade de propagação de onda eletromagnética foi determinada em 0,15 m/ns em uma das paredes de apoio, permitindo estimar a variação entre 20 e 31 cm nas espessuras dos elementos estudados. Foram mapeados outros materiais incorporados à estrutura como armadura, chumbadores e tijolos, porém a frequência da antena não permitiu a detecção de danos. A aplicação do GPR para a investigação de integridade e caracterização de materiais das cúpulas do Theatro Municipal mostra o potencial dessa técnica para estudos de patrimônio histórico e de outras construções.

Palavras-chave: Ground Penetrating Radar (GPR), cúpula, abóbada, construções históricas, Theatro Municipal do Rio de Janeiro.

Universidade Lusíada – Norte, Faculdade de Engenharia e Tecnologias, Vila Nova de Famalicão, Portugal;

<sup>c</sup> Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil.

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

Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;

Received: 13 Dec 2018 • Accepted: 06 Aug 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

#### 1. Introdução

Segundo o Conselho Internacional de Monumentos e Sítios, a preservação de edifícios de patrimônio histórico possui um caráter multidisciplinar e a análise estrutural pode ser útil para estimar o estado de conservação da construção, assim como para avaliar a eficiência de técnicas de intervenção [1]. Nesse contexto, a caracterização e avaliação da integridade dos elementos estruturais se torna fundamental, embora seja uma tarefa geralmente complexa devido à escassez de registros construtivos e de intervenções, além de existirem restrições de acesso, contato e especialmente de extração de amostras.

Os ensaios não destrutivos são recursos investigativos que não causam danos permanentes ao elemento ensaiado, não provocando perda da sua capacidade resistente. Esses ensaios são de grande valia para o estudo de patrimônio histórico, o qual não pode ser submetido a alterações que comprometam sua autenticidade. Sem testemunhos e sem conhecer as propriedades dos materiais e dimensões dos elementos, a exatidão das informações obtidas nos ensaios não destrutivos é consideravelmente comprometida. Porém, segundo Balayssac et al. (2012) e Milovanovic e Pecur (2016) [2,3], a combinação entre vários ensaios, os cuidados na execução dos mesmos e o conhecimento dos fatores que influenciam nos resultados podem facilitar a interpretação dos dados e validar a estimativa das informações desejadas. O Ground Penetrating Radar (GPR) é considerado por Benedetto e Benedetto (2014) uma das tecnologias de detecção remota disponíveis mais eficientes e promissoras para aplicações na engenharia civil [4]. Por não ser invasivo, é uma técnica de investigação recomendada por vários pesquisadores para o trabalho de inspeção e diagnóstico em fundações [5,6], pavimentação em concreto [7-9], tabuleiros de pontes em concreto [10-14]. O GPR é também empregado em estruturas antigas, especialmente em alvenaria de pedra e de tijolos, a fim de mapear características internas da estrutura e avaliar a homogeneidade do material constituinte [15–19]. Em condições adequadas de ensaio, o GPR pode fornecer informações realistas sobre a forma e posição de alvos no interior de elementos da construção.

As antenas de alta frequência (≥ 1000 MHz) utilizadas na aquisição de dados de GPR permitem a verificação da geometria de estruturas, a detecção de armaduras, bainhas e cabos de protensão, elementos metálicos em geral, a presença de delaminação e de umidade [6], além de indicar áreas afetadas por corrosão [13]. Em alvenaria, a combinação de técnicas bidimensionais de reflexão de GPR com técnicas tridimensionais e outros métodos de ensaios não destrutivos permitem detectar vazios, espessura de paredes, abóbadas, cúpulas, arcos, enchimentos em pontes e em cascas, elementos metálicos e danos [6].

Uma das maiores referências do patrimônio material brasileiro, o Theatro Municipal do Rio de Janeiro (Figura 1), exerce importante papel para a cultura carioca e nacional, sendo dirigido pela Fundação Theatro Municipal do Estado do Rio de Janeiro. Foi construído entre 1905 e 1909, simultaneamente a outros edifícios monumentais do entorno como a Biblioteca Nacional, Museu Nacional de Belas Artes, antiga Caixa de Amortização, que juntos são tombados pelo Instituto de Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN) como conjunto arquitetônico da Avenida Central, desde 1973 [20]. Além desses edifícios destacam-se também o Clube Naval e o Palácio Monroe (demolido em 1976), construídos na mesma época, num esforço do prefeito Pereira Passos de construção da Avenida Central para a modernização da cidade, que na época era a capital do país. Cintra et al. descrevem o sistema de construção do edifício do Theatro e a anamnese das intervenções estruturais ocorridas ao longo dos anos [21].

Com pinturas de artistas renomados como Eliseu Visconti e Henrique Bernardelli no intradorso, as cúpulas laterais e a abóbada em alvenaria de tijolos do Theatro Municipal do Rio de Janeiro (Figura 2) são objetos de estudo de monitoramento estrutural preventivo



#### Figure 1

(a) (a) Foto de Augusto Malta da construção da cobertura, 1906; (b) fachada atual Fonte: O Theatro Municipal - História. In: http://www.theatromunicipal.rj.gov.br/sobre/historia/, acesso: 10/12/2016



Corte transversal da área nobre do Theatro Municipal do Rio de Janeiro Fonte: Adaptado a partir de desenho arquitetônico [29]

em construções históricas da PUC-Rio que, numa campanha de ensaios não destrutivos para caracterização da estrutura, contou com o grupo de construções históricas da Universidade do Minho para a análise dos resultados do ensaio de GPR.

Este trabalho tem como objetivo avaliar a técnica de GPR, com antena de 1,2 GHz, para a determinação de espessuras e descontinuidades das cascas em alvenaria do TMRJ. Aplicou-se a técnica de GPR para estimar a espessura total das cascas, de suas camadas constituintes e aferir as dimensões dos tijolos com dados de outros ensaios, assim como detectar eventuais materiais incorporados aos elementos e danos. As informações obtidas no programa experimental foram usadas em etapa subsequente de modelagem numérica para análise não linear da estrutura pelo método dos elementos finitos, a fim de investigar possíveis causas de danos e avaliar a eficiência de medidas de intervenções já realizadas. Apresentam-se os conceitos relevantes da técnica de GPR, cuja compreensão é

#### Tabela 1

Propriedades eletromagnéticas de alguns materiais

fundamental para a adequada aplicação em alvenaria típica de edifícios históricos, metodologia do levantamento e análise de dados, assim como conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

#### 2. Aspectos teóricos e experimentais de ensaios de GPR

O GPR é uma técnica não destrutiva com princípios na propagação de ondas eletromagnéticas e tem sido usado, entre outras aplicações, para a avaliação da integridade de estruturas em concreto, madeira, túneis, pontes e pavimentos rodoviários, assim como na inspeção de estruturas históricas. A técnica utiliza dispositivos capazes de registrar o fluxo de transmissão e recepção das ondas eletromagnéticas que se propagam no meio e se refletem ao incidirem em elementos com propriedades de contraste. Com isso, torna-se possível identificar descontinuidades, obter o perfil de camadas de diferentes materiais abaixo de uma superfície, ou até mesmo classificar a geometria de um alvo oculto como sendo de faces planas, longo, fino, esférico ou cúbico, em caso de condições favoráveis de ensaio [25].

#### 2.1 Princípios físicos

A técnica baseia-se no fato de que a velocidade e amplitude de propagação das ondas eletromagnéticas variam significativamente entre os materiais. Portanto, um sinal transmitido em dois materiais diferentes, percorrendo a mesma distância, chegará em momentos diferentes. A velocidade e a forma como as ondas se propagam, refletem e atenuam no meio dependem das propriedades dielétricas dos materiais, relacionadas à capacidade de armazenar carga elétrica na presença de um campo elétrico. A Tabela 1 apresenta os valores típicos da constante dielétrica relativa e condutividade elétrica estática para uma frequência de antena de 100 MHz, além da velocidade e atenuação de onda em materiais comuns. A expressão geral para a velocidade de propagação de um pulso de onda em materiais homogêneos e isotrópicos é dada pela Equação 1 [22,25]:

$$v_r = \frac{c}{\sqrt{\varepsilon_r}} \tag{1}$$

Material	Constante dielétrica relativa (ɛ,)	Condutividade elétrica (σ) m\$/m	Velocidade de onda (ບ) m/ns	Atenuação de onda (α) dB/m
Ar	1	0	0,300	0
Água	78 (25°C) a 88	0,1 a 10	0,032 a 0,034	0,01
Água do mar	81 a 88	4000	0,032 a 0,033	103
Areia seca	3 a 6	10-4 a 1	0,122 a 0,173	0,01 a 1
Areia úmida	10 a 30	0,1 a 10	0,055 a 0,095	0,05 a 5
Argila seca	2 a 20	1 a 100	0,067 a 0,212	10 a 50
Argila úmida	15 a 40	100 a 1000	0,047 a 0,077	20 a 100
Granito seco	5 a 8	10-3 a 10-5	0,106 a 0,134	0,5 a 3
Granito úmido	5 a 15	1 a 10	0,077 a 0,134	2 a 5
Concreto seco	4 a 10	1 a 10	0,095 a 0,150	2 a 12
Concreto úmido	10 a 20	10 a 100	0,067 a 0,095	10 a 25

Fonte: Adaptado a partir de Annan, Daniels e Cassidy [22,23,25]



Relação entre posição do GPR (x), profundidade do alvo (d) durante o tempo de percurso (T) Fonte: Adaptado a partir de Annan [22]

onde,

 $v_r$  – velocidade relativa de propagação de pulso de onda eletromagnética em meio sólido;

c – velocidade da onda eletromagnética no ar, igual à da luz 0,3 m/ns;

ε, – constante dielétrica relativa do material.

A presença de umidade nos materiais aumenta a constante dielétrica relativa, o que diminui a velocidade de propagação de ondas eletromagnéticas, como indicado na Tabela 1. Sais solúveis ou água salina presente nos materiais, muito comum em ambientes marinhos, aumentam a condutividade elétrica e a atenuação de onda, diminuindo a profundidade de penetração do sinal eletromagnético, com perda significativa da energia de propagação. Nesses casos a pesquisa de GPR pode ficar comprometida [22]. Segundo Alsharahi *et al.* (2016) [24], à medida que a onda se propaga num meio, o contraste da constante dielétrica entre os

materiais provoca a reflexão das ondas eletromagnéticas na interface, enquanto a condutividade elétrica atenua a propagação das ondas. A energia incidente é parcialmente refletida e parcialmente transmitida, dependendo do contraste entre as constantes dielétricas relativas dos materiais adjacentes. Materiais metálicos tendem a refletir a totalidade de energia eletromagnética incidente.

O tempo que o sinal leva desde sua transmissão, passando pela reflexão num alvo até sua recepção é denominado de tempo de percurso de ida e volta e depende da frequência da onda e de propriedades do meio de propagação. A Figura 3 representa a relação entre a posição das antenas de GPR e a profundidade do alvo ao longo do tempo de percurso da onda.

A Figura 4 ilustra a distribuição hiperbólica da relação entre posição espacial, velocidade da onda e tempo de percurso que, segundo Annan (2003) [22], é dada pela Equação 2, Equação 3 e Equação 4.

$$T = \frac{2\sqrt{x^2 + d^2}}{v} \tag{2}$$

$$T = \sqrt{\frac{4x^2}{v^2} + T_0^2}$$
(3)

$$T_0 = \frac{2d}{v} \tag{4}$$

onde,

T-tempo de percurso de ida e volta da onda;



Figura 4 Função de distribuição hiperbólica Fonte: Daniels [25]

x - projeção da posição do GPR em relação ao alvo;

d - profundidade do alvo de reflexão;

v – velocidade de propagação da onda eletromagnética no material;  $T_o$  – tempo de percurso quando o GPR está diretamente sobre o alvo.

#### 2.2 Instrumentação

Um sistema de GPR típico consiste nos componentes e modo de operação [17], ilustrados na Figura 5:

 a) unidade de controle, que é um dispositivo eletrônico composto por um processador e memória para armazenamento de configurações, responsável por gerar milhares de pulsos elétricos



#### Figura 5

Componentes e modo de operação de um sistema típico de GPR Fonte: Adaptado a partir de Fernandes [17]

Profundidade de penetração, resolução e aplicação típica da frequência central usual

Frequência (f) MHz	Comprimento de onda (λ) cm	Profundidade de penetração m	Resolução vertical m	Aplicação típica	
10	3000	50	7,500		
25	1200	30	3,000	Geotecnia	
50	600	10	1,500	egeologia	
100	300	5 a 20	0,750	Geotecnia, ambiental e mineração	
250	120	2 a 7	0,300	Geotecnia, ambiental e estruturas	
500	60	1 a 4	0,150		
1000	30	0,5 a 1,5	0,075		
1500	20	0,5	0,050	Estruturas	
2000	15	0,4	0,035		
2700	11	< 0,4	0,025		

Fonte: Adaptado a partir de Annan e Fernandes [17,22]

por unidade de tempo e enviá-los à antena transmissora, além de receber os dados do ensaio para processamento;

- b) antenas de radar, que são constituídas por transdutores, cuja função na antena de transmissão é converter corrente elétrica em pulsos eletromagnéticos a serem irradiados de maneira controlada na superfície investigada, e o inverso ocorre na antena de recepção, a qual capta os pulsos eletromagnéticos refletidos que são convertidos em corrente elétrica;
- c) unidade de visualização, composto por uma tela para visualizar a representação gráfica dos dados de tempo e distância registrados no ensaio;
- d) dispositivo de armazenamento de dados.

Há diferentes modos de operação das antenas de GPR, sendo que as antenas podem ser mantidas fixas ou se movimentar em relação ao alvo. No modo adotado na presente pesquisa e o mais comum segundo Annan (2003) [22], denominado *common-offset*, as antenas se movimentam ao longo da superfície, porém a distância entre as antenas de transmissão e de recepção é constante e conhecida, sendo as antenas acopladas a uma caixa plástica de proteção provida de odômetro, denominada unidade móvel.

A onda é transmitida, recebida e gravada cada vez que a unidade móvel das antenas é movida, num registro denominado "traço". O espaçamento entre traços deve ser adotado em função do tamanho do alvo a ser estudado e dos objetivos da pesquisa. Um traço unidimensional não oferece muitas informações, porém vários traços exibidos lado a lado formam um registro bidimensional de tempo-distância de GPR ou seção transversal de GPR ou radargrama, que mostra a variação das reflexões em relação à superfície. Os traços também podem ser organizados de maneira que representem blocos tridimensionais do elemento estudado [25].

#### 2.3 Resolução

Segundo Daniels (2004) [25], o sinal emitido pela antena de transmissão é um espectro de frequências, em que o pico corresponde à frequência central da antena (f). Tal frequência pode variar entre 10 MHz e 2700 MHz e a escolha da frequência de trabalho adequada depende de tipo de aplicação, material, profundidade e dimensões possíveis dos alvos a serem estudados. Existem três aspectos fundamentais no processo de decisão: a resolução vertical, que corresponde à capacidade de distinguir dois pontos próximos na vertical; a resolução espacial, referente à capacidade de distinguir dois pontos à mesma profundidade; e a profundidade mínima, a partir da qual é possível detectar objetos sem a obstrução do sinal da reflexão da onda direta [6]. A Tabela 2 representa a profundidade de penetração, a resolução esperada e aplicações típicas para a frequência central de antenas de radar em condições favoráveis. As menores frequências são aplicadas na área de geotecnia (≤250 MHz) e as frequências mais altas, na área de estruturas (250 a 2700 MHz) [17,22].

A resolução das informações ou precisão dos resultados do levantamento de GPR melhora com o aumento da capacidade de frequência da antena, porém é prejudicada pela diminuição da velocidade de propagação do sinal, diminuição de comprimento de onda e diminuição do pico de frequência por influência das propriedades dielétricas de materiais sólidos. Geralmente, a resolução é suficiente se as dimensões de um objeto forem maiores do que 1/4 do comprimento de onda ( $\lambda$ ) da radiação incidente, caso não ocorra interferência da não linearidade do material na propagação de ondas. Para que elementos ocultos sejam detectados adequadamente, Annan (2009) [26] sugere que a distância horizontal ( $\Delta_x$ ) e a vertical ( $\Delta_t$ ) entre os pontos consecutivos de amostragem sejam definidos pela Equação 5 e Equação 6.

$$\Delta_x \le \frac{\mathbf{v}}{6f_c} \tag{5}$$

$$\Delta_t \leq \frac{1}{6f_c} \tag{6}$$

onde,

 $\Delta_{\rm x}-$  intervalo no espaço entre pontos consecutivos de amostra- dem;

 $\Delta_t$  – intervalo de tempo entre pontos consecutivos de amostragem;

- v velocidade da onda eletromagnética no meio;
- $f_c$  frequência central de antenas.

Perdas de energia de radiação relacionadas ao equipamento de GPR podem afetar o sinal eletromagnético. Segundo Daniels (2004) [25]e Fernandes (2006) [17], essas perdas podem ocorrer devido a:

- a) ineficiência das antenas para transmitir e receber a totalidade do sinal;
- b) instabilidade que ocorre no acoplamento das antenas em superfícies irregulares, o que interfere no padrão de radiação da antena por ser um feixe direcional;
- c) espalhamento geométrico do feixe de energia ao longo da profundidade;
- d) dispersão do sinal eletromagnético a partir da incidência no próprio alvo;
- e) atenuações do sinal devido às propriedades dielétricas dos meios de propagação.

Antes do ensaio é necessário limitar o tempo de trânsito de ida e volta do sinal (T) de acordo com a estimava da profundidade de características e alvos presentes para evitar o armazenamento de dados desnecessários fora do tempo esperado e acelerar as medições de campo.

#### 2.4 Análise dos dados e interpretação

Transformar dados de GPR em informações específicas e aplicáveis pode seguir dois caminhos, segundo Annan (2009) [26]. O primeiro e mais comum considera as medições dos traços em forma de seção plana ou de volume para indicar a posição espacial do alvo. O segundo determina variáveis quantitativas a partir das propriedades da onda como velocidade, atenuação, impedância e as converte em quantidades específicas e aplicáveis a propriedades de material, que é a tendência para a evolução do uso do GPR.

Se as propriedades dielétricas dos materiais tiverem contraste adequado (Figura 6a), a seção de GPR pode ser considerada uma representação bidimensional do elemento estudado e pode ser interpretada para definir características internas do elemento. A Figura 6b representa uma seção de GPR típica em que o eixo horizontal é a distância percorrida ao longo da superfície do elemento em estudo e o eixo vertical é o tempo de percurso de ida e volta da onda à superfície, que pode ser convertido em profundidade, se a velocidade da onda ou constante dielétrica do material forem conhecidas.

A Figura 6b representa o padrão de algumas das características observadas por Fernandes (2006) [17] em seções de GPR de alvenarias históricas. Reflexões isoladas, em formato de hipérbole, indicam a presença de elementos individuais e de pequenas dimensões embutidos (alvos) como metal, madeira ou outro material com propriedade dielétrica de contraste com a alvenaria. A profundidade do alvo pode ser determinada considerando o vértice da hipérbole. A presença de área significativa com grande quantidade de reflexões indica a presença de material deteriorado ou heterogêneo, como fissuras, vazios, destacamentos. Longos sinais de reflexão paralelos à superfície de aquisição de dados correspondem à interface entre camadas de materiais diferentes, desprendimentos ou rachaduras em alvenaria.

Como uma estimativa da velocidade de propagação da onda no material, Annan (2003) [22] e Cassidy (2009) [23] sugerem ajustar uma forma hiperbólica com parâmetros conhecidos que coincida com uma hipérbole de reflexão na seção de GPR, conforme representado na Figura 6b. A partir da combinação da velocidade (v) e do tempo de propagação (T0) é possível estimar também a profundidade (d) do alvo.

A polaridade do sinal de GPR pode ser útil na interpretação dos dados. Annan (2003) [22] sugere que um pulso de onda positivo tem o formato da letra "M" e o pulso negativo tem o formato da letra "W". A Figura 7 descreve os elementos básicos de uma medição de GPR como os sinais que percorrem diretamente o ar (onda direta A) e alcançam primeiro a antena de recepção com polaridade positiva (M). Em seguida, há sinais que percorrem diretamente o material próximo à superfície (onda direta G), com polaridade



#### Figura 6

Reflexão de ondas sobre um alvo (a) metodologia e (b) radargrama resultante Fonte: Adaptado a partir de Fernandes [17]

# Evaluation of the GPR (1.2 GHz) technique in the characterization of masonry shells of the Theatro Municipal do Rio de Janeiro



#### Figura 7

Polaridade de pulsos de onda Fonte: Adaptado a partir de Annan [22]

negativa (W). Enfim, os sinais que são refletidos na interface de um alvo no interior do elemento (reflexão de onda R) e levam mais tempo até chegarem na antena de recepção, podem ter polaridade positiva ou negativa (M ou W).

A reflexão de uma onda é provocada pela mudança da impedância eletromagnética na interface dos materiais. Um alvo com impedância maior do que o meio produz uma reflexão de pulso positivo, enquanto um alvo de impedância menor, produz uma reflexão de pulso negativo. Geralmente rochas e vazios representam materiais de alta impedância e geram reflexões positivas em GPR. Enquanto o metal é um material de impedância muito baixa e sempre dará origem à onda de reflexão negativa [22].

Exibir os dados de maneira adequada é fundamental para analisá-los. A escolha dos parâmetros de exibição é parte integrante da interpretação da seção de GPR. Muitas vezes não é prático exibir os dados na forma de traços. O modo mais comum de representação bidimensional de dados é a imagem de scaner, denominada radargrama. Esse consiste na atribuição de cores (ou variação de intensidade de uma única cor) para indicar a variação de amplitude nos traços [22].

Durante o ensaio de GPR podem ser coletados dados com a incorporação indesejada de informações que não interessam aos objetivos da investigação, causando efeitos de sobreposição de dados que prejudicam os sinais desejados dos alvos. Tais ruídos podem vir de fontes como: veículos, cabos elétricos, metais, sistemas de telecomunicações, telefones celulares, tubulações e fenômenos elétricos e magnéticos naturais [25].

O processamento básico da seção de GPR consiste na aplicação de filtros e de ganhos, tais como: filtros *band pass*, *DC removal*, controle de ganho automático (AGC), entre outros disponíveis em softwares de processamento. A relação entre sinal e ruído pode ser melhorada com a aplicação de filtros que delimitam a visualização de uma banda de frequência adequada para a antena utilizada. A aplicação de ganhos permite equalizar as amplitudes de cada traço, a fim de compensar a atenuação do sinal devido à propagação ao longo da profundidade em materiais sólidos [26].

#### 3. Aquisição de dados no Theatro Municipal do Rio de Janeiro

#### 3.1 Descrição das cúpulas e abóbada

No pavimento superior do Theatro Municipal, próximo ao centro da fachada principal, denominada área nobre, conforme representa a Figura 8, existe o *foyer*, um salão bem decorado para recepção do



#### Figura 8

Planta do extradorso das cúpulas e abóbadas

público e coberto por uma abóbada de berço com dimensões em planta do extradorso de 6,83 m x 17,48 m e flecha de 2,60 m, construída em alvenaria de dupla camada de tijolos cerâmicos assentados com argamassa de cimento e cal. As duas rotundas laterais têm teto em cúpula esférica, com diâmetro de 6,28 m no extradorso, flecha de 2,75 m e foram construídas em alvenaria de tijolos maciços cerâmicos assentados e revestidos com argamassa de cimento e cal.

As cúpulas e a abóbada foram construídas em 1907, apoiadas em todo perímetro sobre paredes e pilares. O tempo, os eventos festivos, vandalismo, infiltrações no telhado, as obras no entorno, como a construção do metrô nas proximidades, entre outras ocorrências, danificaram o edifício. Em 1976 foram reforçadas com concreto armado e desde então as cascas passaram a ser em alvenaria armada. Schiros relata que toda a intervenção foi executada em três dias, sem pisar sobre as cascas, sem escoramento para não danificar as pinturas no intradorso e consistiu nas seguintes etapas [27]:

- a) Etapa 1 construção de vigas laterais e uma casca sobreposta em concreto projetado armado, a fim de suportar parte do peso da casca original, conforme Figura 9a. Na concretagem, deu-se prioridade à criação de arcos sobre as maiores fissuras transversais (Figura 9b);
- b) Etapa 2 injeção de epóxi nas fissuras para restabelecer o monolitismo das cascas, por meio de purgadores plásticos, conforme Figura 9b;

c) Etapa 3 – ancoragem de insertos metálicos imersos em furos preenchidos com epóxi, a fim de promover a aderência entre a casca original em alvenaria e a nova em concreto, conforme Figura 9c e Figura 9d.

São objetos de estudo a abóbada do foyer e a cúpula da Av. Rio Branco, sendo que esta encontra-se coberta por uma manta de impermeabilização que, embora deteriorada e desprendendo da casca em alguns trechos, não pode ser removida, tendo sido os ensaios realizados sobre a manta. A cúpula da Av. Treze de Maio não foi estudada devido à impossibilidade de acesso, por isso suas características são consideradas similares às da Av. Rio Branco.

#### 3.2 Metodologia

Todo levantamento de dados com GPR foi realizado no extradorso das cascas, após limpeza superficial e marcação da malha de eixos com giz branco, evitando-se pisar nas cascas. Utilizou-se o sistema da MALA *GeoScience*, constituído por antenas de frequência de 1,2 GHz, acopladas a uma unidade móvel sobre rodas. A aquisição dos dados de deslocamento das antenas foi feita por meio de odômetro conectado à roda traseira esquerda da unidade móvel.

Testes preliminares permitiram verificar o padrão de visualização de insertos metálicos, a velocidade adequada de movimentação e o acoplamento da unidade móvel das antenas sobre a superfície das cascas. Também foi feita a calibração do





Figura 9 Fotos do reforço das cascas na década de 1970 Fonte: Schiros [27]





Ensaio de GPR: (a) cúpula da Av. Rio Branco e (b) abóbada

odômetro da unidade móvel, a partir da comparação de medições de comprimento por trena graduada de 5 m, com precisão de 0,01 m. Foi observado que o contato direto entre as rodas da unidade móvel e a superfície das cascas ao longo do percurso do levantamento foi prejudicado pela rugosidade do concreto projetado e saliências de injeção de argamassa no caso da abóbada, com o agravante da sobreposição da manta de impermeabilização no caso da cúpula. Assim, uma faixa de espuma sintética de etileno acetato de vinila (EVA) de espessura de 3 mm foi utilizada para facilitar o movimento das rodas da



Figura 11 Investigação tridimensional com resultado não satisfatório

unidade móvel das antenas sobre as cascas como ilustrado na Figura 10a e na Figura 10b.

Para a regularidade da aquisição de dados nas seções de GPR, manteve-se a velocidade o mais constante possível na movimentação da unidade móvel das antenas, a qual foi conduzida manualmente no percurso horizontal. Na direção vertical, a unidade de aquisição foi conduzida manualmente, a partir da base da casca até onde foi possível o alcance das mãos. A partir daí o veículo foi conduzido com a ajuda de um barbante até atingir o vértice, seguindo as linhas de eixo marcadas, evitando-se pisar na cúpula e abóbada. A aquisição de dados foi realizada em 24 seções da cúpula da Av. Rio Branco, 12 seções da abóbada do foyer e duas seções em paredes laterais em alvenaria. Também foram realizados levantamentos em 3D em cada um dos elementos estudados, porém os radargramas não foram considerados satisfatórios para análise devido à alta reflexão da malha metálica e consequente atenuação do sinal em toda área abaixo da malha como indicado na Figura 11.

As espessuras obtidas pelo ensaio de GPR foram utilizadas em etapa subsequente da pesquisa para o desenvolvimento do modelo numérico para análise não linear da estrutura pelo método dos elementos finitos, a fim de investigar a vulnerabilidade dos elementos estruturais, as causas dos danos na década de 1970 e a eficiência das medidas de intervenção já realizadas.

#### 3.3 Resultados

Utilizou-se o software Reflex2DQuick, versão 3.0, para o processamento dos radargramas bidimensionais e o software Reflex3DScan para o processamento das aquisições tridimensionais. No processamento dos radargramas bidimensionais aplicou-se o filtro *Dewow*, necessário para os dados do sistema MALA, e função de ganho para compensar a atenuação do sinal ao longo da profundidade [28]. Já nas aquisições tridimensionais aplicou-se também o filtro *Dewow*, bem como o *Background Removal* para eliminar a interferência da onda direta.

O procedimento padrão para calibração da velocidade de propagação de ondas eletromagnéticas num material é feito pela medição do tempo de percurso de ida e volta na seção, posicionando uma chapa metálica na superfície oposta do elemento. Porém, devido às dificuldades de acesso à superfície oposta da cúpula e da abóbada, tal procedimento tonou-se impraticável no presente



Parede lateral da cúpula (a) radargrama (b) determinação da espessura

estudo. Como se trata de elementos compostos por diversos materiais, adotou-se a velocidade da alvenaria como padrão para a seção, por ser o material predominante na constituição das cascas. A velocidade da onda na alvenaria foi estimada em 0,15 m/ns, a partir do tempo de ida e volta registrado no radargrama da parede lateral da cúpula da Av. Rio Branco (Figura 12a), trecho próximo a um shaft, em que a alvenaria de tijolos se encontrava exposta e foi possível medir sua espessura (Figura 12b). A velocidade adotada é compatível com as determinadas por Fernandes (2006) [17] em alvenarias de tijolo cerâmico de construções históricas.

O sinal eletromagnético perdeu energia ao incidir nas barras da tela metálica, gerando dispersão significativa ao longo da seção das cascas, o que prejudicou a determinação da sua espessura total e de suas camadas constituintes na maior parte dos radargramas. Apenas nos trechos em que a taxa de armadura era menor ou em que a armadura se apresentou transversal ao percurso das antenas o sinal foi propagado suficientemente ao longo da seção, sendo possível estimar a espessura da cúpula e da abóbada, estimar suas camadas, assim como a dimensão das unidades da alvenaria.

A Figura 13a representa as características construtivas da cúpula da Av. Rio Branco e a Figura 13b, seu radargrama típico, em que se detecta uma espessura total da casca entre 22 e 25 cm no vértice. A espessura tende a crescer linearmente em direção à base, que aparenta ser cerca de 2 a 5 cm maior. Em diversos radargramas observou-se um padrão de pequenas parábolas consecutivas com espaçamento entre 8 a 10 cm no alinhamento do intradorso, indicando ser a junta vertical entre tijolos, cujas dimensões são compatíveis com as encontradas em termogramas e em tijolos aparentes na parede adjacente. As barras da tela metálica apresentam espaçamento de 10 cm, informação confirmada em ensaio de pacometria e descrito no relatório de Schiros [27]. Não foi identificada camada intermediária, o que confirma a existência de apenas uma camada de tijolo.

A Figura 14a representa as características construtivas da abóbada do foyer e a Figura 14b, seu radargrama típico, em que se detecta uma espessura total da casca entre 20 e 23 cm no vértice. A espessura tende a crescer linearmente em direção à base, que aparenta ser cerca de 5 a 8 cm maior. Em alguns radargramas observou-se um padrão de pequenas parábolas consecutivas com espaçamento entre 16 a 20 cm no alinhamento do intradorso, indicando os tijolos, cujas dimensões são compatíveis com as encontradas em termogramas. As barras da tela metálica apresentam espaçamento entre 10 e 11 cm, informação confirmada em ensaio de pacometria e descrito no relatório de Schiros [27], assim como a presença de pinos metálicos, com espaçamento típico de 20 cm. Foi identificada camada intermediária, confirmando duas camadas de tijolos descrita por Schiros [27], possivelmente com espessura entre 10 a 12 cm.



#### Figura 13

Seção transversal da cúpula da Av. Rio Branco -(a) detalhe construtivo e (b) radargrama



Figura 14 Seção transversal da abóbada -(a) detalhe construtivo e (b) radargrama



Modelo numérico - (a) detalhe da espessura das cascas; (b) deslocamentos verticais (mm) da análise não linear física considerando duas fases construtivas

Por se tratar de elementos compostos por diversos materiais, não foi possível detectar danos como vazios e fissuras nas cascas investigadas pelo GPR com antenas de 1,2 GHz. Para tal finalidade, sugere-se o uso de antenas de maior frequência, cuja resolução é mais adequada.

A partir das informações das espessuras das cascas avaliadas pelo ensaio de GPR e de dados obtidos por outros ensaios, o modelo numérico da estrutura foi elaborado no *software FX+ for Diana* e as análises não lineares pelo método dos elementos finitos foram realizadas no *software Diana* versão 10.2 (Figura 15), cujos resultados extrapolam os objetivos do presente trabalho.

# 4. Conclusões

A técnica de GPR com antena de 1.2 GHz de frequência foi aplicada na cúpula e na abóbada em alvenaria reforçada do Theatro Municipal do Rio de Janeiro, atendendo ao objetivo de estimar a espessura total dos elementos e de suas camadas, confirmar características construtivas, aferir as dimensões dos tijolos com dados de outros ensaios e identificar elementos embutidos. Como se trata de elementos estruturais compostos por diversos materiais, adotou-se a velocidade da alvenaria como padrão para a seção, por ser o material predominante na constituição da cúpula e da abóbada. A velocidade da onda na alvenaria foi estimada em 0,15 m/ns, a partir do tempo de ida e volta registrado no radargrama da parede lateral da cúpula da Av. Rio Branco, elemento composto apenas por alvenaria de tijolos, em que foi possível acesso para determinar sua espessura.

A cúpula apresentou espessura variável entre 22 e 29 cm, constituída por uma camada de tijolo. A abóbada apresentou espessura variável entre 20 e 31 cm, constituída por duas camadas de tijolos. Tais informações serviram de referência para o desenvolvimento de modelo numérico utilizado para análises não lineares da estrutura pelo método dos elementos finitos, cujos resultados extrapolam os objetivos do presente trabalho.

Não foi possível detectar danos como vazios e fissuras. Para tal finalidade, sugere-se o uso de antenas com maior frequência, cuja resolução seja mais adequada às dimensões do elemento.

O sinal eletromagnético perdeu energia ao incidir nas barras da tela metálica, gerando dispersão significativa ao longo da seção das cascas, o que prejudicou a determinação da sua espessura

total e de suas camadas constituintes na maior parte dos radargramas, especialmente nos levantamentos em 3D. Apenas nos trechos em que a armadura se apresentou transversal ao percurso das antenas o sinal foi propagado ao longo da seção, permitindo estimar as informações desejadas.

O levantamento de GPR em estruturas antigas ainda é pouco usual, provavelmente pela dificuldade na interpretação das imagens geradas pela investigação de elementos complexos, o que demanda tempo e dedicação para adquirir conhecimentos e prática para usar adequadamente a técnica. É imprescindível um estudo prévio para o conhecimento do processo construtivo e das eventuais intervenções sofridas pelo elemento estudado, a fim de que se tenha uma previsão do tipo de elementos esperados na visualização dos radargramas, assim como a aferição de informações coletadas por outros ensaios complementares, documentos ou outros meios.

O presente estudo busca contribuir com informações para o aprimoramento da metodologia do ensaio de GPR e dados experimentais para trabalhos de preservação estrutural em construções semelhantes, especialmente abóbadas e cúpulas em alvenaria.

# 5. Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação do Theatro Municipal do Estado do Rio de Janeiro, em especial ao Setor de Engenharia e Arquitetura, pelo apoio à pesquisa. Também à Escola de Engenharia da Universidade do Minho. O presente trabalho foi realizado com o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) – "Taxas" e bolsa sanduíche da Faperj, processo número E-26/201.812/2017.

# 6. Referências bibliográficas

 ICOMOS. "Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage". International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage. Paris, 2003.
BALAYSSAC, J. P. et al. "Description of the general outlines of the French project SENSO – Quality assessment and limits of different NDT methods". Construction and

Building Materials, v. 35, n. October 2012, p. 131-138.

- [3] MILOVANOVIĆ, B.; BANJAD PEČUR, I. "Review of Active IR Thermography for Detection and Characterization of Defects in Reinforced Concrete". Journal of Imaging, v. 2, n. 2, p. 11, 2016.
- [4] BENEDETTO, A.; BENEDETTO, F. "Application fieldspecific synthesizing of sensing technology – civil engineering application of ground-penetrating radar sensing technology". Reference Module in Material Science and Materials Engineering. Comprehensive Materials Processing, v. 13, p. 393–425, 2014.
- [5] MANHÃES, P. M. B.; ARARUNA JÚNIOR, J. T.; PIRES, P. J. "Uso do GPR na identificação de elementos de fundação de edificações existentes", in: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica. Belo Horizonte, Brasil, 2016.
- [6] FERNANDES, F. M. C. P.; LOURENÇO, P. B.; CRUZ, P. J. S. "Possibilidades do radar de prospecção geotécnica em estruturas e aplicações em Portugal". Engenium, 2010. p. 84–90.
- [7] LAU, C.L.; SCULLION, T.; CHAN, P. "Modeling of Ground-Penetrating Radar wave propagation in pavement systems", in: Transportation Research Record, Transportation Research Board. Texas, 1992. p. 99–107.
- [8] LI, M.; ANDERSON, N.; SNEED, L.; TORGASHOV, E. "Condition assessment of concrete pavements using both ground penetrating radar and stress-wave based techniques", Journal of Applied Geophysics. 135 (2016)p. 297–308.
- [9] BENEDETTO, A.; TOSTI, F.; CIAMPOLI, L. B.; D'AMICO, F. "An overview of ground-penetrating radar signal processing techniques for road inspections", Signal Processing. 132 (2017) p. 201–209.
- [10] DINH, K.; GUCUNSKI, N.; KIM, J.; DUONG, T. H. "Understanding depth-amplitude effects in assessment of GPR data from concrete bridge decks", NDT and E International. 83 (2016) p. 48–58.
- [11] DINH, K.; GUCUNSKI, N.; DUONG, T. H. "Migrationbased automated rebar picking for condition assessment of concrete bridge decks with ground-penetrating radar", NDT and E International. 98 (2018) p. 45–54.
- [12] ALANI, A. M.; ABOUTALEBI, M.; KILIC, G. "Applications of ground penetrating radar (GPR) in bridge deck monitoring and assessment", Journal of Applied Geophysics. 97 (2013) p. 45–54.
- [13] DINH, K.; GUCUNSKI, N.; ZAYED, T. "Automated visualization of concrete bridge deck condition from GPR data", NDT and E International. 102 (2019) p. 120–128.
- [14] BENEDETTO, A. "A three-dimensional approach for tracking cracks in bridges using GPR", Journal Applied Geophysics. 97 (2013) p. 37–44.
- [15] ÁLVAREZ DE LARA, R. R. "Structural analysis of the church of the Monastery of São Miguel de Refojos". 2016. 147 f. Dissertation (Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions). University of Minho. Guimarães, 2016.
- [16] BINDA, L.; SAISI, A.; TIRABOSCHI, C. "Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries". Construction and Building Materials, v. 14, n. 4, p. 199–233, 2000.

- [17] FERNANDES, F. M. C. P. "Evaluation of two novel NDT techniques – microdrilling of clay bricks and ground-penetrating radar in masonry". Tese (doutorado). University of Minho. Guimarães, 2006.
- [18] SANTOS ASSUNÇAO, S.; PEREZ GRACIA, V.; CA-SELLES, O.; CLAPES, J.; SALINAS, V. "Assessment of complex masonry structures with GPR compared to other non-destructive testing studies". Remote Sensing, n. 6, p. 8220–8237, 2014.
- [19] ZHAO, W.; FORTE, E.; FONTANA, F.; PIPAN, M.; TIAN, G. "GPR imaging and characterization of ancient Roman ruins in the Aquileia Archaeological Park, NE Italy", Measurement. 113 (2018) p. 161–171.
- [20] IPHAN, "Lista dos bens tombados e processos em andamento (1938 - 2018)", (2018). http://portal.iphan.gov. br/uploads/ckfinder/arquivos/Lista\_bens\_tombados\_ processos\_andamento\_2018 (accessed on December 10, 2018).
- [21] CINTRA, D. C. B.; ROEHL, D. M.; SÁNCHEZ FILHO, E. S.; SANTOS, M. F. S. F.; FILIZOLA, G.; ASSUMPÇÃO, M. S. "Structural Intervention Case in the Theatro Municipal do Rio de Janeiro", in: 3rd International Conference on Protection of Historical Constructions. Lisbon, Portugal, 2017.
- [22] ANNAN, A. P. "Ground-penetrating radar principles, procedures & applications". Mississauga, Canada: Sensors and Software Inc., 2003.
- [23] CASSIDY, N. J. "Electrical and magnetic properties of rocks, soils and fluids". In: Ground penetrating radar theory and applications. Oxford, United Kingdom: Elsevier Science, 2009. p. 46.
- [24] ALSHARAHI, G.; DRIOUACH A.; FAIZE, A. "Performance of GPR influenced by electrical conductivity and dielectric constant". Procedia Technology, v. 22, p. 570–575, 2016.
- [25] DANIELS, D. J. "Ground penetrating radar". 2. ed. London: The Institution of Electrical Engineers, 2004.
- [26] ANNAN, A. P. Electromagnetic principles of ground-penetrating radar. In: Ground penetrating radar theory and applications. Oxford, United Kingdom: Elsevier Science, 2009. p. 4–40.
- [27] SCHIROS, L. M. "Recuperação estrutural das cúpulas do foyer do Theatro Municipal do Rio de Janeiro". Colóquio sobre Patologia do Concreto e Recuperação Estrutural - Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), p. 188–204, 1978.
- [28] SANDMEIER, G. R. Reflex2D Quick, version 3.0. Karlsruhe, Germany, 2017.
- [29] FUNDAÇÃO DO THEATRO MUNICIPAL DO RIO DE JA-NEIRO. "Evolução arquitetônica do Theatro Municipal". Drawings. Rio de Janeiro, 2009.



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

# Concrete crack repair analysis with metakaolin-based geopolymer cement

# Análise de reparo de fissuras em concreto com cimento geopolimérico a base de metacaulim



B. J. FRASSON a brunajfrasson@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-1074-0518

F. PELISSER a pelisser@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-6113-5473

B. V. SILVA b dovalesilva@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-5363-5657

# Abstract

Among the advances in the use of geopolymer cements is their use as repair materials in concrete structures. The objective of this work was to use a geopolymer cement to repair cracks in concrete specimens, observing its mechanical performance and fracture modes. Cubic test specimens were produced and two types of cracks were evaluated as variables. Cracks were induced by steel sheets during concreting. The geopolymer cement paste and an epoxy adhesive, as reference, were used for the repairs. The results showed a 13% decrease in compressive strength for unrepaired concrete, and 3.7% in concrete repaired with geopolymer. The binder presented mechanical performance similar to that of the epoxy resin regarding crack recovery. In conclusion, repairs made with geopolymer cement are a viable and efficient means of crack recovery.

Keywords: geopolymer cement, repair, cracks, epoxy, concrete.

#### Resumo

Entre os avanços para o uso de cimentos geopoliméricos encontra-se seu uso como material de reparo em estruturas de concreto. O objetivo desse trabalho foi utilizar uma pasta de cimento geopolimérico no reparo de fissuras em corpos de prova de concreto, observando seu desempenho mecânico e os modos de fraturas. Foram produzidos corpos de prova cúbicos, e, como variáveis, foram avaliados os tipos de fissuras. As fissuras foram induzidas por meio de chapas de aço durante a concretagem. Foram utilizados pasta de cimento geopolimérico e um adesivo epóxi – como referência de desempenho, para os reparos. Os resultados mostraram queda da resistência de 13% para o concreto sem reparo, e de 3,7% no reparado com geopolímero. O aglomerante geopolimérico apresentou desempenho mecânico semelhante ao da resina epóxi, para recuperação da fissura. Conclui-se que o reparo com cimento geopolimérico pode ser considerado eficiente para recuperação de fissuras.

Palavras-chave: cimento geopolimérico, reparos, fissuras, epóxi, concreto.

<sup>b</sup> Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, Departamento de Edificações, Ilha Solteira, SP, Brasil.

Received: 07 Mar 2019 • Accepted: 03 Sep 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis, SC, Brasil;

## 1. Introduction

Cracks are common pathological manifestations in concrete structures, which have several causes and modify the aesthetics, while also compromising the mechanical properties and durability of the construction. Knowledge of the causes and origins is essential to determine the choice of materials and repair methodology and ensure long term durability. The main causes of cracks include volumetric variations, thermal stresses, deleterious chemical reactions, reinforcement corrosion and bad construction practices [1].

Gravity-fill is a crack repair method that uses low viscosity resins (0.03 to 2.00 mm thick), such as epoxy or high molecular weight methacrylate [2]. When used as crack repair material, epoxy enables the rehabilitation of the concrete mechanical properties [3-4], a reduction in chloride ion percolation, evaluated by numerical methods [5]; however, failures can occur at the interface between the concrete and epoxy when subjected to fatigue stress [6].

Geopolymeric cements are obtained by the chemical reaction between alkali metal and silicate powders, the reaction products are three-dimensional amorphous aluminosilicate networks. Their characteristics include high durability [7], low shrinkage [8], good acid resistance [8], good fire resistance [7], low thermal conductivity [9-10] and high temperature resistance [9]. Much of the research on these binders focuses on mechanical properties. Pelisser et al. [11] compared the mechanical behavior of two beams, one with geopolymer concrete and the other with Portland, with the same strength class (C50). The authors observed superior geopolymer steel-concrete adhesion results, showing the potential in developing this type of concrete.

Recent work has shown the efficiency of using geopolymer cements as repair materials for concrete structures. Ding, Cheng and Dai [12] used activated alkali cement pastes to fill inclined cracks in concrete structures. The paste was composed of fly ash and blast furnace slag and, after the repair, the authors analyzed that the rupture occurred in the concrete substrate, indicating that the paste has higher strength. Ueng et al [13] analyzed the adhesion between mortar substrates and activated alkali cements produced with metakaolin, and concluded that by understanding the mechanical models, it is possible to predict the form of rupture and the various stresses that arise in the concrete when geopolymer is used as a structural repair material.

This study aimed to evaluate the use of metakaolin-based geopolymer cement as crack filler in concrete substrates, evaluating its mechanical performance by the compressive strength test. A qualitative analysis of the specimen rupture and finite element simulation was proposed to verify the behavior of the materials used and their interfaces.

#### 2. Materials and experimental program

The experiment was designed to verify the mechanical performance of a geopolymer cement paste in the repair of cracks in comparison with a commercially available epoxy resin. Cubic specimens were molded as specified by the standard [14] with the edges of 15 cm. The variables analyzed were the types of cracks in the specimens (longitudinal cracks on opposite faces (LC) and on the same face (TC)) and the form of crack recovery (geopolymer or epoxy resin). The nomenclature adopted for each variable is indicated in Table 1.

Cracks were induced in the specimens (Figure 1) using 2 mm thick steel plates measuring 35 mm × 150 and 50 mm × 70 mm (width × height), respectively called LC and TC. In LC, the plates were placed in the center of the parallel faces and in TC the plates are fixed in the middle third of the same face. The methodology was based on the work developed by Issa and Debs [4], in which the authors induced cracks in specimens using steel plates.

#### 2.1 Materials

The geopolymer cement paste used to repair cracks (LCG and TCG) consisted of metakaolin ( $45.2\% Al_2O_3$ ,  $53.4\% SiO_2$  and 0.4% PF) from kaolin calcination at 800°C and a solution activator, produced by dissolving NaOH (Sigma Aldrich - 97% Na<sub>2</sub>O) in sodium silicate (Sigma Aldrich - Na<sub>2</sub>OSiO<sub>2</sub>.H<sub>2</sub>O) with 63% water. The molar ratios of the composition were 1.6 for Na<sub>2</sub>OSiO<sub>2</sub>/NaOH, 6.94 for SiO<sub>2</sub>/Na<sub>2</sub>O, 3.2 for SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, and 0.75 for H<sub>2</sub>O/MK. The materials and molar relations used for the production of geopolymer cement were determined in a previous work [15].

The geopolymer cement was mixed by dissolving the NaOH in sodium silicate, then, with the aid of a mortar, all the liquid was deposited in the vat and the metakaolin was added at low speed. Later, the material was homogenized for 5 min at high speed.

For crack repair (LCE and TCE), was used an epoxy adhesive, two-component structural adhesive that is recommended for sealing cracks, a product with high adhesion, low viscosity, and high chemical and mechanical resistance.

The concrete produced has a unit composition of 1: 2.58: 2.92 (cement: fine aggregate: coarse aggregate), and w/b ratio of 0.45 with 55% mortar content. CP IV cement, coarse aggregate and

#### Table 1

Variables used in the study

Cracks type	Recovery material	Description
No crack	—	Μ
	Without-recovering	LC
Longitudinal cracks in parallel faces	Ероху	LCE
	Geopolymer	LCG
	Without-recovering	TC
Cracks in the middle third of the same	Ероху	TCE
	Geopolymer	TCG



#### Figure 1

Schematic representation of samples and induced cracks (a) control group (M); (b) longitudinal cracks (LC); (c) cracks in the middle third of the face (TC)

medium sand with a fineness modulus of 2.5, determined according to ABNT NBR 7211 [16] were used.

#### 2.2 Methods

After the concrete was mixed, the specimens were molded, air cured for 24 h, demolded and subjected to immersion curing up to 21 days. At this age, the repair materials (geopolymer and epoxy) were applied. The repair consisted of a process of drying, cleaning, and filling the cracks by gravity, until the materials overflowed and the excess was removed.

Twenty-four hours after the repair application, the specimens were submitted to submerged cure until the concretes were 28 days of age, when the compressive strength test was performed. Figure 2 shows the specimens after filling the cracks. Prior to rupture, the specimens were capped using a w/b ratio of 0.4. The compression test followed NP EN 12390-3 [17]. Figure 3 shows the direction of load application on the specimens. The experimental results were submitted to analysis of variance (ANOVA), with 95% reliability. Under the same loading conditions and pre-established cracks, simulations were performed by the finite element method (FEM), with the aid of the ANSYS tool, to evaluate and validate the results. The elements had eight nodes (SOLID65), used for 3D modeling of solids, which can be crushed during compression, and each node has three degrees of freedom. Validation of the simulation results was obtained by statistical hypothesis tests, adopting a coefficient of variation of 10% in relation to the average experimental compressive strength (M) in the control group.

The properties of the materials used for the FEM model are described in Table 2, the geopolymer data were obtained from a pre-



#### Figure 2

Recovery specimens (a) LC-Epoxy; (b) LC-Geopolymer; (c) LC-Epoxy; (d) LC-Geopolymer







# Figure 3

Direction of application of loads on specimens

#### Table 2

Mechanical and physical properties used in finite elements analysis

Characteristics	Epoxi	Geopolymer	OPC Concrete
Elastic modulus (GPa)	10.6	10.0	29.0
Compressive strength (MPa)	69.0	64.0	35.0
Density (g/cm³)	1.80	1.50	2.30

vious work [15], the epoxy properties were taken from the ANSYS database and the manufacturer [18], and for the concrete, a characteristic compressive strength of 35 MPa was established, with an estimated modulus of elasticity of 29 GPa, as shown by NBR 6118 [19]. Poisson's ratio was 0.2 for all materials.

### 3. Results and discussions

#### 3.1 Compressive strength

The results of the compressive strength test are presented in Figure 4. The experimental control group obtained an average

compressive strength of 37 MPa, and the groups with no filling presented a reduction in compressive strength of approximately 12% and 13% compared with this group (M). Statistical analysis of the specimens following crack repairs by geopolymer cement and epoxy showed that these materials were efficient at recovering the mechanical strength of the specimens. There were no significant differences between the different types of configuration and recovery materials (Table 3).

The mean loads were 821 kN, 734 kN, 724 kN, 812 kN, 872 kN, 854 kN and 826 kN, respectively, for M, LC, TC, LCE, LCG, TCE and TCG. These loads were adopted for use in the MEF simulation of the specimens. Table 4 presents the results obtained



Figure 4 Compressive strength results at 28 days
# Table 3

ANOVA results ( $\alpha = 0.05$ )

Source	Degree of freedom	Sum squares	Mean squares	F	P <sub>r</sub> > F <sub>c</sub>
Source	6	22.15	132.91	2.1793	0.08634
Error	21	10.16	213.46	—	—

#### Table 4

Compressive strength of experimental and simulated results (MPa)

Procedure	М	LC	TC	LCG	LCE	TCG	TCE	CS
Experimental	37 (4.4)	32 (2.2)	32 (3.3)	38 (1.8)	36 (3.3)	36 (2.8)	37 (3.7)	34 MPa
Simulated	34	31	31	37	34	33	35	(3.09)

experimentally and by simulation. Adopting the statistical hypothesis test and using the experimental mean of the control group (M), a minimum compressive strength of 34 MPa was obtained, such that values lower than this were rejected by the test.

The M-Simulated, LCG-Simulated, LCE-Simulated and TCE-Simulated groups were statistically similar to the experimental group M, with resistance close to and above 34 MPa, and variations of up to 9%. However, the TCG-Simulated group presented compressive strength close to that established by the hypothesis, with a reduction of 2%. The other groups presented negative variations close to 10%, that is, they showed a larger decrease in compressive strength compared with the experimental data.

Filling cracks using geopolymer paste and epoxy presented

experimental data similar to solid concrete, so the mechanical properties of the specimens were restored. FEM simulation analysis was validated by the statistical hypothesis test because the compressive strength values of the repaired materials were similar to the experimental control group.

#### 3.2 Analysis of specimen rupture

After the compressive strength test, images were recorded to analyze the rupture modes, considering the appearance of cracks, concrete detachment and material resistance.

In the concrete group (M) specimens, the center remained intact, while detachment of the extremities occurred, together with the appearance of cracks at approximately  $45^{\circ}$  (Figure 5).



#### Figure 5

Crack propagation during the compressive strength test in group M



#### Figure 6

Crack propagation during the compressive strength test on induced crack specimens, (a) LC; (b) TC

In the LC and TC samples, the induced fissure showed crushing, indicating rupture of the specimen, and load application caused the appearance of normal cracks in the LC and perpendicular cracks in the TC (Figure 6), similar to those reported by Issa and Debs [4].

In the groups in which the cracks were filled, substrate rupture was observed instead of the filler materials. There was no detachment of substrate filling materials, indicating good adhesion between these materials. Very similar behavior was observed by Ding et al. [12].

LCE and LCG samples (Figure 7) showed cracks parallel to those induced. In the TCE and TCG specimens (Figure 8), the cracks initially formed an angle of approximately 45°, but when these met the induced crack and crossed it, the cracks changed direction.

Figure 9 shows the images taken from ANSYS after the simu-

lations were performed. The highest stress intensity was observed in the concrete matrix, rather than the repair materials, suggesting that the specimen rupture occurs in the matrix due to its lower strength in relation to the filler material. This analysis is related to the experimental results, since the ruptures actually occurred in the concrete substrate.

The good adhesion between the concrete substrate and the repair material could be related to the methodology used to prepare the crack surfaces and their subsequent filling. Following the correct cleaning and filling procedures allowed the materials to exhibit good mechanical behavior when bonded.

The fracture mode analysis was positive regarding the behavior of the materials used, but complementary tests, such as adhesion, tensile strength and durability, are necessary to verify the performance of the repairs made.



#### Figure 7

Crack propagation during the compressive strength test on specimens with recovered induced cracks (a) LCE; (b) LCG



#### Figure 8

Crack propagation during the compressive strength test on specimens with recovered induced cracks (a) TCE; (b) TCG



#### Figure 9

FEM simulation images of specimens (a) M; (b) LC; (c) TC; (d) LCE; (e) LCG; (f) TCE; (g) TCG

# 4. Conclusions

This research analyzed the mechanical performance of geopolymer cement as a material for crack recovery compared with the common practice of applying epoxy. The results show that it is possible to use geopolymer cement as a filler material for cracks in experimental compressive strength concrete structures in specimens with opposite face (LCG) and single face (TCG) cracks of 38 MPa and 36 MPa, respectively. These values are greater than or equivalent to the strength of the reference concrete. Fractures occurred in the concrete substrates, due to the good adhesion at the interface between the materials, and the superior mechanical resistance of the fillers in relation to the substrate. Filling the induced cracks with the repair cements transformed the specimen into a monolithic material.

The finite element analysis presented similar results to the experimental data, and the model adopted was shown to be relevant for the simulation of the compressive strength of cracked concrete, whether restored (crack filling) or not. These results show a new potential for the application of geopolymer cements, considering their satisfactory cohesion properties and adhesion, and they are competitive with the recovery materials available on the market.

# 5. Acknowledgements

The authors are grateful for the financial support from the National Council for Scientific and Technological Development (CNPq).

## 6. References

- American Concrete Institute ACI Committee 224. Causes, evalution, and repair of cracks in concrete structures (224.1R-93). Farmington Hills (MI): American Concrete Institute, 1993. 22 p.
- [2] American Concrete Institute ACI Committee E706. Crack repair by gravity feed with resin (ACI RAP Bulletin 2). Farmington Hills (MI). American Concrete, 2003. 4 p.
- [3] Ahmad S; Elahi A., Barbhuiya S, Farooqi Y. Repair of cracks in simply supported beams using epoxy injection technique. Materials And Structures, v. 46, n. 9, 2013, p. 1547-1559.
- Issa CA; Debs P. Experimental study of epoxy repairing of cracks in concrete. Construction and Building Materials, v. 21, n. 1, 2007, p. 157-163.
- [5] Jones SZ, Bentz DP, Davis JM, Hussey DS, Jacobson DL, Molloy JL, Sieber JR. Measurement and modeling of the ability of crack fillers to prevent chloride ingress into mortar. Cement and Concrete Composites, v. 81, 2017, p. 109-121.
- [6] Hin H, Miyauchi H; Tanaka K. An experimental study of fatigue resistance in epoxy injection for cracked mortar and concrete considering the temperature effect. Construction and Building Materials, v. 25, n. 3, 2011, p. 1316-1324.
- [7] Komnitsas K, Zaharaki D. Geopolymerisation: a review and prospects for the minerals industry. Minerals Engineering, n. 20, 2007, p. 1261–1277.

- [8] Duxson P. Geopolymer technology: the current state of the art. Journal of Materials Science, n. 42, 2007, p. 2917–2933.
- [9] Villaquirán-Caicedo MA, Gutiérrez RM, Sulekar S, Davis C, Nino JC. Thermal properties of novel binary geopolymers based on metakaolin and alternative silica sources. Applied Clay Science, v. 118, 2015, p.276-282.
- [10] Robati M; Kokogiannakis G, MCCarthy TJ. Impact of structural design solutions on the energy and thermal performance of an Australian office building. Building and Environment, v. 124, 2017, p.258-282.
- [11] Pelisser, F., Silva, B. V., Menger, M. H., Frasson, B. J., Keller, T. A., Torii, A. J., Lopez, R. H. Structural analysis of composite metakaolin-based geopolymer concrete. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 11, n. 3, 2018, 535–543.
- [12] Ding YC, Cheng TW, Dai YS. Application of geopolymer paste for concrete repair. Structural Concrete, v. 18, n. 4, 2017, p. 561-570.
- [13] Ueng TH, Lyu SJ, Chu HW, Lee HH, Wang TT. Adhesion at interface of geopolymer and cement mortar under compression: An experimental study. Construction and Building Materials, v. 35, 2012, p. 204-210.
- [14] BRITISH STANDARD. Testing hardened concrete: shape, dimensions and other requirements for specimens and molds: NP EN 12390-1. 2003.
- [15] Pelisser F, Guerrino E.L, Menger M, Michel M.D, Labrincha JA. Micromechanical caracterization of metakaolinbased geopolymers. Construction and Building Materials, v. 49,2013, p. 547-553
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado para concreto - NBR 7211. Rio de Janeiro, 2009.
- [17] BRITISH STANDARD. Testing hardened concrete: compressive strength of test specimens - NP EN 12390-3, 2009.
- [18] VEDACIT®. Catálogo técnico Compounde® adesivo. Disponível em: http://www.vedacit.com.br/neu/produtos. php?33. Acesso em: Março de 2018.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento -NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.



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

# Concrete crack repair analysis with metakaolin-based geopolymer cement

# Análise de reparo de fissuras em concreto com cimento geopolimérico a base de metacaulim



B. J. FRASSON a brunajfrasson@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-1074-0518

F. PELISSER a pelisser@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-6113-5473

B. V. SILVA b dovalesilva@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-5363-5657

## Abstract

Among the advances in the use of geopolymer cements is their use as repair materials in concrete structures. The objective of this work was to use a geopolymer cement to repair cracks in concrete specimens, observing its mechanical performance and fracture modes. Cubic test specimens were produced and two types of cracks were evaluated as variables. Cracks were induced by steel sheets during concreting. The geopolymer cement paste and an epoxy adhesive, as reference, were used for the repairs. The results showed a 13% decrease in compressive strength for unrepaired concrete, and 3.7% in concrete repaired with geopolymer. The binder presented mechanical performance similar to that of the epoxy resin regarding crack recovery. In conclusion, repairs made with geopolymer cement are a viable and efficient means of crack recovery.

Keywords: geopolymer cement, repair, cracks, epoxy, concrete.

#### Resumo

Entre os avanços para o uso de cimentos geopoliméricos encontra-se seu uso como material de reparo em estruturas de concreto. O objetivo desse trabalho foi utilizar uma pasta de cimento geopolimérico no reparo de fissuras em corpos de prova de concreto, observando seu desempenho mecânico e os modos de fraturas. Foram produzidos corpos de prova cúbicos, e, como variáveis, foram avaliados os tipos de fissuras. As fissuras foram induzidas por meio de chapas de aço durante a concretagem. Foram utilizados pasta de cimento geopolimérico e um adesivo epóxi – como referência de desempenho, para os reparos. Os resultados mostraram queda da resistência de 13% para o concreto sem reparo, e de 3,7% no reparado com geopolímero. O aglomerante geopolimérico apresentou desempenho mecânico semelhante ao da resina epóxi, para recuperação da fissura. Conclui-se que o reparo com cimento geopolimérico pode ser considerado eficiente para recuperação de fissuras.

Palavras-chave: cimento geopolimérico, reparos, fissuras, epóxi, concreto.

<sup>b</sup> Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, Departamento de Edificações, Ilha Solteira, SP, Brasil.

Received: 07 Mar 2019 • Accepted: 03 Sep 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis, SC, Brasil;

## 1. Introdução

Manifestações patológicas em forma de fissuras são comuns em estruturas de concreto, possuindo diversas causas, modificando a estética, comprometendo as propriedades mecânicas e durabilidade da construção. O conhecimento das causas e origens é imprescindível para a escolha dos materiais e metodologia de reparos proporcionando longa duração. As principais causas de fissuras são as variações volumétricas, esforços térmicos, reações químicas deletérias, corrosão de armadura, más práticas construtivas, entre outros [1].

Um dos métodos de reparos é o preenchimento de fissuras por gravidade, utilizando resinas de baixa viscosidade (de 0,03 a 2,00 mm de espessura), como a epóxi ou metacrilatos de alto peso molecular [2]. O epóxi como material de reparo apresenta, em teste de resistência, restauração das propriedades mecânicas do concreto [3-4], redução da percolação de íons cloreto, avaliado por meio de estudos empregando métodos numéricos [5], porém, quando submetidos à fadiga, a falha ocorre na interface entre o concreto e a resina [6].

Cimentos geopoliméricos, são obtidos por meio da reação química entre metal alcalino e pós de silicatos, formando redes tridimensionais de aluminossilicatos amorfos, tem como característica, elevada durabilidade [7], baixa retração [8], boa resistência aos ácidos [8], boa resistência ao fogo [7], baixa condutividade térmica [9-10] e resistência em elevadas temperaturas [9]. Grande parte das pesquisas com esse aglomerante foca nas propriedades mecânicas. Pelisser et al. [11] avaliaram o comportamento mecânico do concreto geopolimérico, comparando-o com o concreto de cimento Portland com mesma classe de resistência (C50), e, observaram resultados de aderência aço-concreto geopolimérico superiores, mostrando o potencial do deselvolvimento deste tipo de concreto.

Trabalhos recentes tem mostrado a eficiência da utilização dos cimentos geopoliméricos como materiais de reparo de estruturas de concreto. Ding, Cheng e Dai [12], utilizaram pastas de cimentos álcali ativados para preencher fissuras inclinadas nas estruturas de concreto. A pasta era composta de cinzas volantes e escórias de alto forno, e os autores analisaram que após o reparo a ruptura ocorreu no substrato de concreto, indicando que a pasta possui maior resistência. Ueng et al [13] analisaram a aderência entre substratos de argamassas e cimentos álcali ativados, produzidos com metacaulim, e verificam que, por meio da compreensão dos modelos mecânicos, é possível prever a forma de ruptura e as variadas tensões que surgem no concreto, quando o geopolímero é utilizado como material de reparo estrutural. Esse trabalho teve como objetivo avaliar o uso de cimento gepolimérico à base de metacaulim, como material de preenchimento de fissura em substratos de concreto, avaliando seu desempenho mecânico, por meio do ensaio de resistência à compressão. Foi proposta análise qualitativa da forma de ruptura dos corpos de prova, e, simulação pelo método dos elementos finitos, para obvervar o comportamento dos materiais utilizados e suas interfaces.

#### 2. Materiais e programa experimental

O experimento foi definido para verificar o desempenho mecânico de pastas de cimento geopolimérico no reparo de fissuras, comparando-o com resina epóxi. Foram moldados corpos de prova cúbicos, conforme especificado pela norma [14], com as arestas de 15 cm. As variáveis são os tipos de fissuras nos corpos de prova (fissuras longitudinais em faces opostas (FG) e na mesma face (FP)) e a forma de recuperação (com resina epóxi ou geopolímero), a nomenclatura adotada para cada variável está indicada na Tabela 1. As fissuras foram induzidas nos corpos de prova (Figura 1), com utilização de chapas de aço de dois milimetros de espessura e dimensões de 35 mm × 150 e 50 mm × 70 mm (largura × altura), denominadas respectivamente de FG e FP. Sendo que em FG as chapas foram posicionadas no centro das faces paralelas e em FP as chapas estão fixadas no terço médio de uma mesma face. A metodologia será baseada no trabalho desenvolvido por Issa e Debs [4], em que os autores induziram fissuras nos corpos de prova, por meio de chapas de aço.

#### 2.1 Materiais

Foi utilizada pasta de cimento geopolimérico, para o reparo das fissuras (FGG e FPG), constituída de metacaulim (45,2%  $AI_2O_3$ , 53,4%SiO<sub>2</sub> e 0,4% P.F.), proveniente da calcinação do caulim à 800°C e solução ativadora, produzida com a dissolução de NaOH (Sigma Aldrich - Na2O 97%) em Silicato de Sódio (Sigma Aldrich - Na<sub>2</sub>OSiO<sub>2</sub>.H<sub>2</sub>O) com 63% de água. A composição tem relações molares de Na<sub>2</sub>OSiO<sub>2</sub>/NaOH de 1,6, SiO<sub>2</sub>/Na<sub>2</sub>O de 6,94, SiO<sub>2</sub>/AI<sub>2</sub>O<sub>3</sub> de 3,20, H<sub>2</sub>O/MK de 0,75. Os materiais e as relações molares utilizadas para produção do cimento geopolimérico foram determinados em trabalho anterior [15].

A mistura do cimento geopolimérico foi realizada com a dissolução do NaOH em silicato de sódio, em seguida com o auxílio de uma argamassadeira, foi depositado todo o líquido na cuba e em velocidade baixa adicionado o metacaulim. Posteriormente,

#### Tabela 1

Nomenclatura das variáveis utilizadas no estudo

Material de recuperação	Nomenclatura adotada
—	Μ
Sem recuperação	FG
Epóxi	FGE
Geopolímero	FGG
Sem recuperação	FP
Epóxi	FPE
Geopolímero	FPG
	Material de recuperação — Sem recuperação Epóxi Geopolímero Sem recuperação Epóxi Geopolímero



#### Figura 1

Representação esquemática das amostras e das fissuras induzidas (a) grupo de controle (M); (b) fissuras paralelas (FG); (c) fissuras no terço médio da face (FP)

em velocidade alta, o material foi homogeneizado por 5 minutos. Para o reparo das fissuras (FGE e FPE), foi utilizado adesivo estrutural à base de epóxi, adesivo estrutural bi componente produto recomendado para selagem de trincas com bicos injetores de alta adesividade, baixa viscosidade, alta resistência química e mecânica. O concreto produzido tem composição unitária de 1: 2,58: 2,92 (cimento: agregado miúdo: agregado graúdo), e relação a/c de 0,45 com teor de argamassa de 55%. Utilizou-se o cimento CP IV, brita um e areia média com módulo de finura 2,5, determinados conforme a ABNT NBR 7211 [16].

#### imersa até os 21 dias. Nesta idade houve aplicação dos materiais de reparo (geopolímero e epóxi). O reparo consistiu no processo de: secagem, limpeza, e preenchimento das fissuras por gravidade, até o transbordo dos materiais e rasamento do excesso.

Após 24 horas da aplicação do reparo, os corpos de prova foram submetidos à cura submersa até que os concretos completassem 28 dias de idade, nessa idade foi realizado o ensaio de resistência à compressão. A Figura 2 apresenta os corpos de prova após o preenchimento das fissuras. Antes da ruptura os corpos de prova foram capeados com a utilização de uma pasta de cimento de relação a/c de 0,4. O ensaio de compressão seguiu a NP EN 12390-3 [17]. A Figura 3 apresenta a direção da aplicação de carga nos corpos de prova. Os resultados experimentais foram submetidos à metodologia análise de variância (ANOVA), com confiabilidade de 95%.

# 2.2 Métodos

Após a mistura do concreto os corpos de prova foram moldados, curados ao ar por 24 horas, desmoldados e submetidos à cura

Foram realizados, com as mesmas condições de carregamento e



#### Figura 2

Corpos de prova preenchidos (a) FG-Epóxi; (b) FG-Geopolímero; (c) FP-Epóxi; (d) FP-Geopolímero







#### Figura 3

Ilustração da direção de aplicação das cargas nos corpos de prova

#### Tabela 2

Propriedades mecânicas e físicas dos materiais utilizados na análise de elementos finitos

Características	Epóxi	Geopolímero	Concreto
Elasticidade (GPa)	10,6	10,0	29,0
Resistência à compressão (MPa)	69,0	64,0	35,0
Densidade (g/cm³)	1,80	1,50	2,30

fissuras pré-estabelecidas, simulações pelo método de elementos finitos (MEF), com o auxílio da ferramenta ANSYS, como forma de avaliação e validação dos resultados. Os elementos possuíam oito nós, sendo do tipo SOLID65, usado para modelagem 3D de sólidos, podendo sofrer esmagamento durante a compressão, e cada nó possui três graus de liberdade. A validação dos resultados da simulação foi obtida por meio de testes de hipóteses estatísticos, adotando um coeficiente de variação de 10% em relação à média da resistência à compressão experimental do grupo de controle (M). As propriedades dos materiais utilizados para a modelagem MEF estão descritas na Tabela 2, os dados referentes ao geopolimero foram obtidos do trabalho prévio [15], as propriedades do epóxi foram retiradas do banco de dados do ANSYS e do fabricante [18], e para o concreto foi estabelecido resistência à compressão característica de 35 MPa, que apresenta, em sua função, um valor estimado de módulo de elasticidade de 29 GPa, conforme mostra a norma NBR 6118 [19]. O coeficiente de Poisson foi de 0,2 para todos os materiais.

## 3. Resultados e discussões

#### 3.1 Resistência à Compressão

Os resultados do ensaio de resistência à compressão estão expressos na Figura 4. O grupo de controle experimental obteve



#### Figura 4

Resultados do ensaio de resistência à compressão aos 28 dias

#### Tabela 3

Resultados da análise de variância ( $\alpha = 0,05$ )

Variável	Graus de liberdade	Soma dos quadrados	Médias quadradas	F	P <sub>r</sub> > F <sub>c</sub>
Tipo de configuração	6	22,15	132,91	2,1793	0,08634
Erro	21	10,16	213,46	—	—

#### Tabela 4

Resultados resistência à compressão experimental e por simulação (MEF) em MPa

Procedimento	М	FG	FP	FGG	FGE	FPG	FPE	f <sub>c</sub> mínima
Experimental	37 (4,4)	32 (2,2)	32 (3,3)	38 (1,8)	36 (3,3)	36 (2,8)	37 (3,7)	34 MPa
Simulação	34	31	31	37	34	33	35	(3,09)

Desvio padrão ( ) de N = 4 / f<sub>c</sub>: resistência à compressão miníma obtida pelo teste de hipóteses

resistência média de 37 MPa, e os grupos com fissuras, sem preenchimento obtiveram redução na resistência em torno de 12% e 13% em relação ao grupo M. A análise estatística dos corpos de prova com reparo das fissuras por ambos os materiais estudados, mostra que esses materiais foram eficientes para recuperar a resistência mecânica dos corpos de prova. Nos diferentes tipos de configuração e com ambos os materiais de recuperação não houve diferença significativa, como pode ser observado na Tabela 3. As cargas médias de ruptura foram 821 kN, 734 kN, 724 kN, 812 kN, 872 kN, 854 kN e 826 kN, para, respectivamente, M, FG, FP, FGE, FGG, FPE e FPG. Essas cargas foram adotadas para utilizar na simulação por MEF dos corpos de prova. A Tabela 4 apresenta os resultados encontrados experimentalmente e por simulação. Adotando o teste de hipótese estatístico e por meio da média experimental do grupo de controle (M) foi obtida a resistência à compressão minima de 34 MPa, portanto valores inferiores a esse serão rejeitados pelo teste. Os grupos M-Simulado, FGG-Simulado, FGE-Simulado e FPE-Simulado, foram semelhantes estatísticamente ao grupo experimental M, com resistência próximas e superiores a 34 MPa, e variação de até 9%, porém o grupo FPG-Simulado, apresentou resistência



#### Figura 5

Propagação das fissuras durante o ensaio de resistência à compressão no grupo M



#### Figura 6

Propagação das fissuras durante o ensaio de resistência à compressão nos corpos de prova com fissura induzidas, (a) FG; (b) FP

à compressão próxima do estabelecido pela hipótese, com redução de 2%. Os demais grupos apresentaram variação negativa próxima de 10%, ou seja, obtiveram maior queda de resistência em relação aos dados experimentais.

O preenchimento das fissuras por epóxi e pasta geopolimérica apresentaram dados experimentais semelhantes ao concreto maciço, portanto houve uma restauração nas propriedades mecânicas dos corpos de prova. A análise de simulação por MEF pode ser validada pela teste de hipóteses estatístico, pois os valores de resistência à compressão, dos materiais reparados foram semelhantes ao grupo de controle experimental.

#### 3.2 Análise da ruptura dos corpos de prova

Após o ensaio de resistência à compressão foram registradas imagens,

para a análise dos modos de ruptura, considerando o aparecimento de fissuras, destacamento do concreto e resistência dos materiais.

Nos corpos de prova do grupo de concreto (M) o centro permaneceu íntegro, enquanto houve destacamento das extremidades e aparecimento de fissuras de aproximadamente 45° (Figura 5). Nas amostras FG e FP houve esmagamento da fissura induzida, implicando na ruptura do corpo de prova, e durante a aplicação de carga foi percebido o aparecimento de fissuras normais à aplicação de carga nas FG e perpendicular nas FP (Figura 6), semelhantes aos apresentados por Issa e Debs [4].

Nos grupos em que as fissuras foram preenchidas observou-se ruptura do substrato, ao invés dos materiais de preenchimento. Não houve destacamento dos materiais de preenchimento do substrato, indicando boa aderência entre esses materiais. Mesmo comportamento foi observado por Ding et al. [12].



#### Figura 7

Propagação das fissuras durante o ensaio de resistência à compressão nos corpos de prova com fissuras induzidas recuperadas (a) FGE; (b) FGG



#### Figura 8

Propagação das fissuras durante o ensaio de resistência à compressão nos corpos de prova com fissuras induzidas recuperadas (a) FPE; (b) FPG



#### Figura 9

Imagens simulação MEF dos corpos de prova (a) M; (b) FG; (c) FP; (d) FGE; (e) FGG; (f) FPE; (g) FPG

Detectou-se nas amostras FGE e FGG (Figura 7) fissuras paralelas àquelas induzidas. Já nos corpos de prova FPE e FPG (Figura 8), houve aparecimento de fissuras inicialmente formando ângulos de aproximadamente 45°, porém quando encontra àquela induzida, atravessa-a e há uma mudança de direção das fissuras.

A Figura 9 apresenta as imagens retiradas do ANSYS após as simulações realizadas. A maior intensidade de tensões se encontra na matriz do concreto, ao invés dos materiais de reparo, sugerindo que a ruptura do corpo de prova aconteça na matriz, devido a menor resistência em relação ao material de preenchimento. Essa análise pode ser relacionada com os resultados experimentais, pois como visto, as rupturas aconteceram realmente no substrato de concreto. A boa aderência entre o substrato de concreto e o material de reparo pode estar relacionada com a metodologia utilizada para o preparo das superfícies das fissuras e posteriormente o preenchimento delas. A limpeza delas e o correto preenchimento permitiu que os materiais apresentassem bom comportamento mecânico quando ligados.

A análise do modo de fratura apresentou uma boa visão em relação ao comportamento dos materiais utilizados, porém, ensaios complementares, quanto à aderência, resistência à tração e durabilidade, é necessário para verificação do desempenho do reparo aplicado.

# 4. Conclusões

Essa pesquisa analisou o desempenho mecânico de cimento geopolimérico como material para recuperação de fissuras, comparando ao tradicional epóxi. Os resultados encontrados mostram que é possível utilizar cimento geopolimérico como material de preenchimento de fissuras em estruturas de concreto, com resistência à compressão, experimental, para corpos de prova com fissuras em faces opostas (FGG) e na mesma face (FPG) de 38 MPa e 36 MPa, respectivamente. Estes valores são maiores ou equivalentes à resistência do concreto de referência. As fraturas ocorreram nos substratos de concreto, devido a boa aderência na interface entre os materiais, e a resistência mecânica superior das pastas de preenchimento em relação ao substrato. O preenchimento das fissuras induzidas, com os cimentos de reparo, transformou o corpo de prova em um material monolítico.

A análise de elementos finitos apresentou resultados semelhantes aos experimentais, o modelo adotado, se mostrou pertinente para a simulação da resistência à compressão de concretos fissurados, quando restaurados (preenchimento das fissuras) ou não. Esses resultados demostram um novo potencial para aplicação dos cimentos geopoliméricos, considerando suas propriedades de coesão e aderência satisfatórias, e mostrando-se competitivo aos materiais para recuperação disponíveis no mercado.

#### 5. Agradecimentos

Os autores são gratos pelo apoio financeiro do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

# 6. Referências bibliográficas

[1] American Concrete Institute - ACI Committee 224.

Causes, evalution, and repair of cracks in concrete structures (224.1R-93). Farmington Hills (MI): American Concrete Institute, 1993. 22 p.

- [2] American Concrete Institute ACI Committee E706. Crack repair by gravity feed with resin (ACI RAP Bulletin 2). Farmington Hills (MI). American Concrete, 2003. 4 p.
- [3] Ahmad S; Elahi A., Barbhuiya S, Farooqi Y. Repair of cracks in simply supported beams using epoxy injection technique. Materials And Structures, v. 46, n. 9, 2013, p. 1547-1559.
- [4] Issa CA; Debs P. Experimental study of epoxy repairing of cracks in concrete. Construction and Building Materials, v. 21, n. 1, 2007, p. 157-163.
- [5] Jones SZ, Bentz DP, Davis JM, Hussey DS, Jacobson DL, Molloy JL, Sieber JR. Measurement and modeling of the ability of crack fillers to prevent chloride ingress into mortar. Cement and Concrete Composites, v. 81, 2017, p. 109-121.
- [6] Hin H, Miyauchi H; Tanaka K. An experimental study of fatigue resistance in epoxy injection for cracked mortar and concrete considering the temperature effect. Construction and Building Materials, v. 25, n. 3, 2011, p. 1316-1324.
- [7] Komnitsas K, Zaharaki D. Geopolymerisation: a review and prospects for the minerals industry. Minerals Engineering, n. 20, 2007, p. 1261–1277.
- [8] Duxson P. Geopolymer technology: the current state of the art. Journal of Materials Science, n. 42, 2007, p. 2917–2933.
- [9] Villaquirán-Caicedo MA, Gutiérrez RM, Sulekar S, Davis C, Nino JC. Thermal properties of novel binary geopolymers based on metakaolin and alternative silica sources. Applied Clay Science, v. 118, 2015, p.276-282.
- [10] Robati M; Kokogiannakis G, MCCarthy TJ. Impact of structural design solutions on the energy and thermal performance of an Australian office building. Building and Environment, v. 124, 2017, p.258-282.
- [11] Pelisser, F., Silva, B. V., Menger, M. H., Frasson, B. J., Keller, T. A., Torii, A. J., Lopez, R. H. Structural analysis of composite metakaolin-based geopolymer concrete. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 11, n. 3, 2018, 535–543.
- [12] Ding YC, Cheng TW, Dai YS. Application of geopolymer paste for concrete repair. Structural Concrete, v. 18, n. 4, 2017, p. 561-570.
- [13] Ueng TH, Lyu SJ, Chu HW, Lee HH, Wang TT. Adhesion at interface of geopolymer and cement mortar under compression: An experimental study. Construction and Building Materials, v. 35, 2012, p. 204-210.
- [14] BRITISH STANDARD. Testing hardened concrete: shape, dimensions and other requirements for specimens and molds: NP EN 12390-1. 2003.
- [15] Pelisser F, Guerrino E.L, Menger M, Michel M.D, Labrincha JA. Micromechanical caracterization of metakaolinbased geopolymers. Construction and Building Materials, v. 49,2013, p. 547-553
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado para concreto - NBR 7211. Rio de Janeiro, 2009.

- [17] BRITISH STANDARD. Testing hardened concrete: compressive strength of test specimens - NP EN 12390-3, 2009.
- [18] VEDACIT®. Catálogo técnico Compounde® adesivo. Disponível em: http://www.vedacit.com.br/neu/produtos. php?33. Acesso em: Março de 2018.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento -NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.



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

# Experimental study on precast beam-column connections with continuity reinforcement for negative bending moments

# Análise experimental de ligações viga-pilar prémoldadas com armadura de continuidade para momentos fletores negativos





30

G. M. S. ALVA a alva\_gerson@yahoo.com.br https://orcid.org/0000-0002-2528-5757

M. M. S. LACERDA a maiza mz@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-5693-971X

T. J. SILVA ª tjdsilva@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-2862-0645

# Abstract

In this paper, an experimental investigation is presented on semi-rigid interior beam-to-column connections constituted by precast concrete beams supported on precast concrete column corbels and bending continuity reinforcement bars for bending negative moments. The main purpose of this paper was to analyze the influence of vertical interface grout filling between the corbel and the beam and the position of the bending continuity reinforcement bars (crossing only the column or crossing only the slab) on the behavior of this type of connection. Tests on eight specimens were performed. It was noticed that the vertical interface grout filling contributed to increase both rotational flexural stiffness and flexural strength capacity of the connections when compared to the connections without grout filling. It was also noticed that in the specimens in which the continuity bars crossed only the column, the rotational flexural stiffness was higher. For these last ones, coefficients k and  $\beta$  for predicting the secant stiffness by simplified expression present in Brazilian Code NBR 9062 were evaluate from experimental results. These evaluated coefficients may be regarded as indicative values for structural designers and helpful for future researches.

Keywords: precast concrete structures, precast beam-column connections, semirigid connections, structual analysis.

# Resumo

Neste trabalho apresenta-se um estudo experimental de ligação viga-pilar semirrígida de pilar intermediário constituída de vigas de concreto prémoldadas apoiadas em consolos de concreto pré-moldado, com presença de armaduras de continuidade resistentes ao momento fletor negativo. O presente trabalho teve como objetivo principal verificar a influência do preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga e a posição da armadura de continuidade (passante somente no pilar e passante somente nas lajes). Foram ensaiados no total oito protótipos. Verificou-se que o preenchimento de graute na interface vertical consolo-viga contribuiu para aumentar tanto a rigidez e quanto a resistência da ligação à flexão quando à comparada a ligação sem o preenchimento desse graute. Verificou-se também que nos protótipos em que as armaduras de continuidade passaram somente no pilar a rigidez à flexão da ligação foi maior. Para estas tipologias de ligação, foram obtidos, a partir dos resultados experimentais, os coeficientes k e β presentes na expressão simplificada da NBR 9062 para o cálculo da rigidez secante. Os valores calculados para esses coeficientes podem servir de valores indicativos e orientativos para projetistas estruturais e para futuras pesquisas.

Palavras-chave: estruturas de concreto pré-moldado, ligações viga-pilar pré-moldadas, ligações semirrígidas, análise estrutural.

<sup>a</sup> Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Uberlândia, MG, Brasil.

Received: 07 Nov 2018 • Accepted: 31 Oct 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

## 1. Introduction

The study of the connections between precast concrete structural members is of great importance for the development and execution of design, since the performance of the precast concrete structural system is directly related to the performance of their connections, affecting both the local behavior of the adjacent members and the global behavior of the structure.

In framed structural systems with precast members, the beam-column connections subjected to bending moments are classified as rigid, semi-rigid or pinned connections, depending on the bending moment mobilized and transferred among its members. The classification and quantification of the flexural stiffness in beam-column connections are important for structural analysis and design of the structure.

In codes overall, the classification of connections depends on the knowledge of rotational stiffness, which depends on the characteristics of the typology of the connection. In general, rotational stiffness should be obtained based on experimental results or through analytical models, which need to be calibrated or validated experimentally. In the last three decades, there have been international experimental studies on different types of beam-column connections [1-14], whose typologies analyzed were chosen mainly due to their concern with behavior under seismic loads.

In Brazil, research involving semi-rigid connections began just over two decades ago [15-25]. In Miotto [17], Souza [18], Baldissera [19], Kataoka [20] and Hadade [25], experimental results of beamcolumn connections with continuity reinforcement for negative bending moments can be found.

In the context of the present paper, it is appropriate to highlight the tests of Miotto's connections [17], in which the precast beams (dapped-end beams) were supported by concrete corbel and fixed by steel dowels on it. In these connections there was no grout filling between the corbel interface and the lower vertical face of the beam. Half of the continuity reinforcement crossed the column and the other half was placed in the slab. On the other hand, Kataoka [20] also presents two types of beam-column connections with precast beams supported by concrete corbels. In one connection, the continuity reinforcement was fully placed crossing the column; at the other connection, half of the continuity reinforcement crossed the column and the remaining half was distributed in the slab.



Figure 1 Moment-rotation curve of a beam-column connection: NBR 9062 [27]

This paper presents results of experimental studies conducted by Lacerda [26] about the behavior of four types of precast beam-column connections that can be used in the construction of structures with more than one story, such as factory constructions, industries, and residential buildings. The types of investigated beam-column connections are designed for negative bending moments and are composed of continuity reinforcement, precast beam supported by precast column corbel and fixed by steel dowels and grout filling at the beam and column interface.

The main goal of Lacerda [26] was to evaluate the behavior of the connections under the influence of the filling the lower interface between the beam and the corbel (with or without grout) and the influence of the position of the continuity reinforcement (crossing only the column or only the slab). In order to evaluate the flexural stiffness for negative moments of the connections, it was necessary to obtain experimentally the moment-rotation curves and the secant stiffness of the studied connections.

ABNT NBR 9062 [27] presents a simplified expression for obtaining the secant stiffness  $R_{sec}$  (Figure 1) for six connection typologies. The prediction of the secant stiffness allows the consideration of the



#### Figure 2

Grouting filling in the vertical interface between corbel and beam



#### Figure 3

Specimens with continuity reinforcement crossing the column (PC and PS)

deformability (rotational) of the beam-column connections in simplified linear analysis, useful to obtain internal forces and displacements in the structural system. However, it should be noted that the expression indicated in NBR 9062 [27] for obtaining secant stiffness does not include the types of connections investigated in this paper. Thus, as an additional contribution of this paper, it were obtained (for two types of connection) the coefficients k and e  $\beta$  present in the simplified expression of NBR 9062 [27] for the prediction of the secant stiffness, from the experimental results obtained by Lacerda [26].

# 2. Experimental tests

# 2.1 Characteristics of the beam-column connections specimens

The experimental program was performed by Lacerda [26] and consisted of the investigation of interior precast beam-column connections specimens under negative bending moment. The main goals of the experimental program were to verify the influence of two variables:

- Vertical grout filling at the interface between corbel and beam (Figure 2);
- Position of the continuity reinforcement (crossing only the column or only the slab (Figures 3 and 4).

Four variations of specimens were tested (two for each variation). Thus, eight specimens were tested. Table 1 presents the nomenclature used for the specimens.

Figure 3 shows the connections where continuity reinforcement only pass through the column (PC and PS) and Figure 4, the

# PRECAST COLUMN CONTINUITY REINFORCEMENT SUSPENSION REINFORCEMENT SUPPORT STIRRUPS STIRRUPS CAST IN SITU SLAB CONCRETE

## Figure 4

Specimens with continuity reinforcement crossing the slab (LC and LS)

connections where continuity reinforcement only pass through the slab (LC and LS). For all specimens, the total area of continuity reinforcement was the same ( $4.02 \text{ cm}^2$ ).

As shown in Figures 3 and 4, each specimen is composed of a precast column, two precast cantilever beams supported by column corbels and seated on cushion of grout and the presence of steel dowel. The specimens also present cast-in-situ concrete slab, grout filling at the interface between the column and beam, continuity reinforcement and whether or not the grout has been fulfilled at the vertical interface between the corbel and the beam.

The geometric characteristics of all specimens and the details of the steel dowel positioning are shown, respectively, in Figures 5 and 6.

Details of the reinforcement columns, corbels, beams and slabs are shown in Figures 7 to 11.

#### 2.2 Mechanical properties of the materials

For the construction of the precast beams and columns, a 40 MPa compressive strength for the concrete was specified. For the castin-situ concrete slab, a 25 MPa compressive strength was specified. Two CA50 steel bars of 16 mm diameter were used as continuity reinforcement, totaling an area of 4.02 cm<sup>2</sup> in each specimen. This reinforcement was cast in concrete slab, providing the flexural strength capacity for the connection (negative bending moment). The corbels and beams were left with holes for fixing the steel dowels (CA60 steel bars of 9.5 mm diameter). Later these holes were filled with grout. For the filling of grout at the vertical interface (between corbel and beam: PC and LC specimens) a self-compacting shrinkage compensated grout of 40 MPa compressive strength was specified.

# Table 1

Nomenclature of the specimens

Speeimen	Continuity reinforcement	Variable	Quantity
Specimen	communy reinforcement	Filling with grout	Quanny
PS	Only crossing the column	Without	2
PC	Only crossing the column	With	2
LS	Only crossing the slab	Without	2
LC	Only crossing the slab	With	2

PS - Specimen without grout filling; PC - Specimen with grout filling; LS - Specimen without grout filling; LC - Specimen with grout filling



(c) Top view

#### Figure 5

Geometric characteristics of the specimens (dimensions in cm)

Tests on cylinder specimens (100 mm x 200 mm) were performed to control concrete/grout compressive strength, according to the Brazilian standards. Concrete compressive strength was approximately 48 MPa for precast beams and columns and 35 MPa for concrete slabs. Grout compressive strength was 50 MPa. The



#### Figure 6

Position of the steel dowels (dimensions in cm)

yielding and ultimate strength of the continuity reinforcement are approximately 600 MPa and 730 MPa, respectively.

#### 2.3 Construction of the specimens

A steel shoring system was used for positioning and leveling the precast elements and for supporting the slab formwork.

The sequence of steps for the construction of each specimen was:

- 1 Positioning of the column;
- 2 Insertion of the steel dowels and filling corbel holes with grout;
- 3 Setting the cushion of grout on the corbels;
- 4 Setting the beams on the corbels;
- 5 Filling vertical space between corbel and beam with grout fospecimens PC e LC;
- 6 Setting up slab formwork;
- 7 Filling spaces between beam and column with grout;
- 8 Insertion of the continuity reinforcement bars and slab reinforcement bars;
- 9 Filling the column holes for the continuity reinforcement with grout;
- 10 Casting of the concrete slabs.

Figure 12 illustrates the lifting procedure of the columns and beams and how the steel dowels and the cushion of grout of the beams



b) Specimens PS and PC

# Figure 7

Details of the columns (length dimensions in cm)

installation were performed. Figure 13 illustrates how the beamto-column union was performed, the vertical grouting of the bottom face of the beam with column corbel (in PC and LC specimens), as well as it illustrates the detail of the continuity reinforcement crossing the column (in PC specimens).

#### 2.4 Test setup and procedures

A hydraulic jacket (actuator with 500 kN load capacity) was used to induce negative bending moments in the specimens. The actuator applied to the base of the column increasing forces (F) upwards (according to Figure 14). Through the reaction structure (Figure 15), forces (F/2) were applied to the ends of each beam. The column was supported on a steel plate above the actuator for distribution of the load over the cross section (column). Guides fixed to the reaction frame were used to provide lateral stability of the specimens during the test. For the linear distribution of the load on the slab ends loading steel bars were centralized over the elastomeric bearings at the points of the reaction forces - 1.07 meters from the column faces. Above each steel bar there were a plate, steel devices (to increase the available distance between the top of the column and reaction structure) and the load cell to capture the reaction force at the ends of the beams. Figure 15 illustrates the test setup for all specimens.

Displacement transducers (LVDTs) were used to measure: i) beam deflections at point of load; ii) to determine relative rotation between beam and column (both sides of the column); iii) to monitor the connection zone. Figure 16 indicates the position of the displacement transducers in the specimens. Figure 17 gives a general view of the equipment used in the tests.



#### Figure 8

Details of the corbels for all specimens (length dimensions in cm)



#### Figure 9

Details of the beams for all specimens (length dimensions in cm)

# 3. Experimental results analysis

#### 3.1 Cracking

The cracking was concentrated on the cast-in-situ slabs for all speci-

mens. Figures 18 and 19 show the cracking pattern in the slabs of the tested connections. It can be noticed that the distribution of these cracks is approximately symmetrical and parallel to the smallest column face. For all specimens, cracks appeared on the column slab interfaces mainly toward the least direction of the column.

In specimens with crossing slab continuity reinforcement (LC and

N4-2x905 c.15 c=134

22

22



(a) Top longitudinal reinforcement



(b) Bottom longitudinal reinforcement



#### Figure 10

Details of the slabs: specimens LC and LS (length dimensions in cm)



(a) Top longitudinal reinforcement



(b) Bottom longitudinal reinforcement





## Figure 11

Details of the slabs: specimens PC and PS (length dimensions in cm)

# Experimental study on precast beam-column connections with continuity reinforcement for negative bending moments





(a) Beams on corbels









(d) Construction: cushion of grout

# Figure 12

Lifting of the precast elements, steel dowel and cushion of grout of the beams

(b) Lifting: beams



(b) Vertical grouting procedure

C Continuity reinforcement

# Figure 13

Setting beams on corbels, vertical grouting (PC and LC) and continuity reinforcement crossing the column (PC)





LS), it was observed that there was a greater crack distribution (lower cracking spacing) during loading in relation to specimens with crossing column reinforcement (PC and PS), as shown in Figures 18 and 19. This fact is related to the different diameters of the continuity reinforcement bars used in the specimens, since the diameter of a steel bar in tension influences the spacing between flexural cracks.

# 3.2 Flexural strength

Table 2 shows the maximum values of the applied loads to the beam ends (F/2) by the reaction structure. From these forces and knowing that the distance between the point of application of the loads and the face of the column is 1.07 m, the ultimate moment (flexural strength) of the specimens was obtained.

Based on Table 2, it can be seen that the grout filling at the vertical interface between the corbel and the beam led to an increase of about 38% in the flexural strength between the LC and LS specimens and about 36% between PC and PS specimens. The main contribution attributed to this increase in strength was higher lever arm of internal tensile and compressive forces in negative bending section of the LC and PC specimens in relation to the LS and PS specimens.

Still based on Table 2, it can be noticed that the position of the continuity reinforcement (passing only in the slab or only in the

## Table 2

Maximum applied loads and ultimate moment (flexural strength) of the connections

Specimen	F/2 (kN)	M <sub>u</sub> (kN.m)
LC1	115.77	123.87
LC2	115.68	123.78
LS1	75.96	81.28
LS2	92.07	98.51
PC1	105.13	112.49
PC2	111.93	119.77
PS1	81.96	87.70
PS2	77.56	82.99

column) did not lead to relevant differences. The maximum bend-

ing moments achieved in LC specimens were about 6.6% higher

than those achieved in PC specimens. Similarly, the LS specimens

achieved 5.3% higher ultimate moments than those achieved by the PS specimens.

#### 3.3 Obtaining the moment-rotation curve

The bending moments at the connections were determined by Equation 1. The relative rotations were obtained by Equation 2 using the LVDTs readings shown in Figure 20.

$$M = \frac{F}{2} \times L$$
 (1)

$$\theta = \frac{\text{mean}(2\text{E}/2\text{D}) + \text{mean}(4\text{E}/4\text{D})}{390}$$
(2)

where

F is the load applied by the actuator;

L is the distance between the application point of the load and the column face (1.07 m);

M is the bending moment at the connection;

 $\theta$  is the relative rotation between beam and column;

#### Table 3

Experimental determination of the flexural secant stiffness of the beam-column connections

Specimen	M <sub>y</sub> (kN.m)	(rad)	Secant stiffness (kN.m/rad)	Mean secant stiffness (kN.m/rad)
LC1	106.65	0.0042969	24820	25525
LC2	106.62	0.0040647	26231	20020
LS1	55.517	0.017937	3095	2054
LS2	73.102	0.015178	4816	3900
PC1	105.51	0.0032868	32101	20056
PC2	110.99	0.0034244	32412	32230
PS1	72.957	0.013449	5425	6902
PS2	74.269	0.0090347	8220	0823



#### Figure 15

Test setup for the specimens and reaction structure (dimensions in cm)



#### Figure 16

Position of the displacement transducers for all specimens



- (a) Lc1 front/left
- eft (b) LC1 front/right

# Figure 18

Cracking pattern of the specimens LC and LS

2E, 2D, 4E and 4D are readings from the LVDTs 2E, 2D, 4E and 4D, respectively (in mm).

Figures 21 to 24 contain the experimental moment-rotation curves obtained with Equations 1 and 2. From these curves the parameters necessary to calculate the flexural secant stiffness ( $R_{sec}$ ) were extracted, whose values are presented in Table 3. In Table 3:

 ${\rm M}_{\rm y}$  is the bending moment corresponding to the beginning of yielding of the continuity reinforcement;

 $\boldsymbol{\theta}_{y}$  is the relative rotation corresponding to the beginning of yielding of the continuity reinforcement.

The results of Table 3 indicate that the grout filling at the vertical interface between the corbel and the beam contributed to the flexural stiffness increase of the connections. The average secant stiffness of LC specimens was about 6.5 times higher than the average secant stiffness of LS specimens. In turn, the average secant stiffness of PC specimens was about 4.7 times higher than the average secant stiffness of PS specimens.

Regarding the position of the continuity reinforcement, the specimens in which this reinforcement was crossing only in the column





General view of the equipment used in the tests for measuring strains, displacements and loads





**(c)** LS2 – front/left

(d) LS2 – front/right

presented higher flexural stiffness when compared to the specimens where the continuity reinforcement was crossing only in the slabs. The average secant stiffness of PC specimens was about 26.3% higher than the average secant stiffness of LC specimens. In turn, the average secant stiffness of PS specimens was about 72.5% higher than the average secant stiffness of LS specimens.

#### 3.4 Experimental secant stiffness compared with simplified equation presented in Brazilian code NBR 9062 [27]

The updated Brazilian code for design of precast concrete structures - NBR 9062 [27] – provides a simplified equation for predicting the flexural secant stiffness of beam-column connections with continuity reinforcement in the negative bending moment region, according to Equation 3:

$$R_{sec} = k \frac{A_s E_s d^2}{L_{ed}} = k \frac{A_s E_s d^2}{\beta \emptyset + L_a}$$
(3)

where

A<sub>s</sub> is the area of continuity reinforcement;



(a) PS1 - front/left



(b) PS1 – front/right



C PC2 - front/left



(d) PC2 - front/right

#### Figure 19

Cracking pattern of the specimens PS and PC

E<sub>s</sub> is the modulus of elasticity of steel;

d is the effective depth of the beam;

 $\rm L_{\rm ed}$  is the effective deformation length related to elongation of the continuity reinforcement;

 $\boldsymbol{\phi}$  is the diameter of the continuity reinforcement bars;

 $\mathsf{L}_\mathsf{a}$  is the distance from the column face to the center of rotation (concrete corbel);





k is an adjustment coefficient for secant stiffness and  $\beta$  is a nondimensional coefficient. Both coefficients depend on the type of connection.

NBR 9062 [27] presents the values k and  $\beta$  for two types of interior beam-column connections (k=0.75 and k=1.0;  $\beta$ =25 and  $\beta$ =20). However, the typologies investigated in this paper are not considered by the referred code. Thus, the secant stiffness and the coefficients k and  $\beta$  should be evaluated experimentally.

A procedure to evaluate the values of k and  $\beta$  is presented as follows, using the experimental results obtained for the PC and PS specimens. According to Ferreira *et al.* [28] and Ferreira [29], the relative rotation between beam and column is due to two deformation mechanisms. The first is related to the slippage of the continuity reinforcement inside the column (Mechanism A). The second mechanism is a consequence of the sum of the continuity reinforcement slips caused by cracks opening in the beam next to the column (Mechanism B).

According to the FIB Guide [30], the slip of the continuity reinforcement inside the column ( $s_A$ ) along the transmission length ( $I_t$ ) in the elastic range can be calculated by:

$$s_{\rm A} = \varepsilon_{\rm s} \left( \frac{\sigma_{\rm s}}{\tau_{\rm b}} \times \frac{\varphi}{8} + 2\varphi \right) \tag{4}$$

$$l_t = \frac{\sigma_s}{\tau_b} \times \frac{\phi}{4} + 2\phi \tag{5}$$

#### where

 $\epsilon_{s}$  is the strain of the reinforcement bar;

 $\sigma_{\!\scriptscriptstyle s}$  is the stress of the reinforcement bar;

 $\tau_{_{b}}$  is the average bond stress along the transmission length;

 $\boldsymbol{\phi}$  is the steel bar diameter.

The average bond stress can be estimated by:

$$\tau_{\rm b} = \sqrt{f_{\rm c}} \tag{6}$$

where  $f_c$  is the concrete compressive strength of column (in MPa). For all specimens investigated in this paper:

 $\sigma_s = f_v = 600$ MPa  $f_c = 48$ MPa  $\phi = 16$ mm

Thus, Equation 5 gives the following result for the transmission length at beginning of the yielding of the continuity reinforcement:

$$l_t = \frac{600}{\sqrt{48}} \times \frac{16}{4} + 2 \times 16 = 378$$
mm

Since the maximum possible value for the transmission length is half the column depth  $(0.5h_p = 0.5x300 = 150mm)$ , the slip of continuity reinforcement bars cannot be calculated by Equation 4. How-



Figure 21 Moment-rotation curve: specimens LC1 and LC2



Figure 22

Moment-rotation curve: specimens LS1 and LS2

ever, assuming that the the steel stress and steel stain vary linearly along the transmission length  $I_t = 0.5h_p$ , it can be deduced the expression for the calculation of the slip by integrating the strain of steel bar:

$$s_{A} = \varepsilon_{s} \left[ 0.5h_{p} - 2\frac{\tau_{b}}{\sigma_{s}} \times \frac{\left(0.5h_{p} - 2\emptyset\right)^{2}}{\emptyset} \right]$$
(7)

Considering  $E_s = 210$ GPa for the modulus of elasticity of steel, the slip associated with the first deformation mechanism (Mechanism A) corresponding to the beginning of the yielding of the continuity reinforcement is calculated by:

$$\begin{split} s_{y,A} = & \frac{600}{210000} \bigg[ 0.5 \times 300 - 2 \frac{\sqrt{48}}{600} \times \frac{(0.5 \times 300 - 2 \times 16)^2}{16} \bigg] = 0.3711 \text{mm} \\ \text{The slip } (s_{_B}) \text{ related to the formation of flexural cracks at the beam end next to the joint region (Mechanism B) can be evaluated by Alva and El Debs [31]: \end{split}$$

$$s_{\rm B} = \varepsilon_{\rm s} \frac{\left(L_{\rm p} + s_{\rm R}\right)}{2} \tag{8}$$









Figure 23

Moment-rotation curve: specimens PC1 and PC2



#### Figure 24

Moment-rotation curve: specimens PS1 and PS2

where

 $\rm L_{\rm p}$  is the plastic hinge length (where is higher concentration of cracks in the connection region);

 $s_{R}$  is the crack spacing.

According to Paulay and Priestley [32], a good estimate of the plastic hinge length for a cantilever beam may be obtained by:

 $L_{\rm p} = 0.08L + 0.022 \times \text{Ø} \times f_{\rm y}$ 

where

L is the span of the beam (in meters). For the specimens investigated: L = 1.07m;

 $\phi$  is the steel bar diameter (in meters). For the specimens investigated:  $\phi = 0.016m$ ;

 $f_{\rm y}$  is the yield stress of reinforcement steel (in MPa). For the specimens investigated:  $f_{\rm y}$  = 600MPa.

Substituting values in Equation 9:

 $L_p = 296.80$ mm (for all specimens)

The crack spacing  $(s_{_{\rm R}})$  may be evaluated from code expressions,



such as Equation 10 presented in Eurocode 2 [33]:

$$s_{\rm R} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{\rm s,eff}}$$
(10)

where

(9)

140

c is the concrete cover;  $A_c$ 

$$P_{s,eff} = \frac{s}{A_{c,eff}}$$

A<sub>s</sub> is the area of reinforcing steel in the tensile zone;

A<sub>c,eff</sub> is the effective area of concrete in tension surrounding the reinforcement;

 $k_1 = 0.8$   $k_2 = 0.5$   $k_3 = 3.4$   $k_4 = 0.425$ .

For all specimens: c = 22mm and  $A_s = 4.02cm^2$ .

For specimens PC:  ${\rm A}_{\rm c,eff}$  = 105.00cm² ,  $\rho_{\rm s,eff}$  = 0.0383 and  ${\rm s}_{\rm R}$  = 145.85mm

For specimens PS:  $A_{_{c,eff}}$  = 72.44cm $^2$  ,  $\rho_{_{s,eff}}$  = 0.0555 and  $_{R}$  = 123.81mm

Thus, at the beginning of yielding of the continuity reinforcement,

Equation 8 gives: Specimens PC:

$$s_{y,B} = \frac{600}{210000} \left( \frac{296.80 + 145.85}{2} \right) = 0.6324 \text{mm}$$

Specimens PS:

$$s_{y,B} = \frac{600}{210000} \left(\frac{296.80 + 123.81}{2}\right) = 0.6009 mm$$

Therefore, the total slip induced by the two mentioned deformation mechanisms is:

Specimens PC:  $s_y = s_{y,A} + s_{y,B} = 0.3711 + 0.6324 = 1,0035mm$ Specimens PS:

 $s_y = s_{y,A} + s_{y,B} = 0.3711 + 0.6009 = 0.9720$ mm

Since the effective deformation length  $L_{ed}$  is related to elongation of the continuity reinforcement, the following relationship at the beginning of yielding of the continuity reinforcement can be established:

$$\varepsilon_{y} = \frac{s_{y}}{L_{ed}}$$

$$L_{ed} = \frac{s_{y}}{\frac{f_{y}}{E_{s}}}$$
(11)

For specimens PC:

$$L_{ed} = \frac{\frac{1.0035}{600}}{\frac{210000}{210000}} = 351.23 \text{mm} = 35.123 \text{cm}$$

For specimens PS:

$$L_{ed} = \frac{0.9720}{\frac{600}{210000}} = 340.20 \text{mm} = 34.020 \text{cm}$$

The experimental values k and  $\beta$  in Equation 3 are obtained from experimental values of flexural stiffness (see Table 3). For specimens PC:

$$32256 \times 10^{2} = \frac{k \times 4.02 \times 21000 \times 36^{2}}{35.123} \quad \rightarrow \quad k = 1.036$$
$$35.123 = \beta \times 1.6 + \frac{17}{2} \quad \rightarrow \quad \beta = 16.64$$

Likewise, the experimental values of the coefficients k and  $\beta$  are evaluated for specimens PS:

$$6823 \times 10^{2} = \frac{k \times 4.02 \times 21000 \times 19^{2}}{34.020} \quad \rightarrow \quad k = 0.762$$
$$34.020 = \beta \times 1.6 + \frac{17}{2} \quad \rightarrow \quad \beta = 15.95$$

# 4. Conclusions

Based on the experimental results presented in this paper, the following conclusions can be highlighted:

■ For both the specimens in which the entire continuity reinforcement has crossed the column and also for the specimens where this continuity reinforcement has been distributed only to the slab, the grout filling at the vertical interface between the corbel and beam contributed to increase the flexural strength of the connection in values slightly above 30% in relation to the prototypes without filling. This is due to the increase of the lever arm of internal tensile and compressive forces in beam cross section at the connection region;

- Grout filling at the vertical interface between the corbel and beam contributed significantly to increase the bending stiffness of the connections. In specimens where the whole continuity reinforcement crossed the column, the secant flexural stiffness was about 5 times higher than the prototype stiffness without filling. In specimens that the entire continuity reinforcement was distributed only on the slab, the secant flexural stiffness was about 6.5 times higher than the prototype stiffness without filling. This is because the existing free space between the corbel and beam in specimens PS and LS allows greater rotational freedom in these connections;
- In terms of flexural strength, the results indicated that the connections with the continuity reinforcement crossing only the slab and crossing only the column are similar, that is, no significant differences were found between the strength of the connections due to the positioning of the reinforcement continuity. This finding refers to both specimens with vertical grout filling and specimens without such grout;
- For the same amount of continuity reinforcement, the specimens in which this reinforcement only crossed the columns showed higher flexural stiffness than the specimens in which this reinforcement only passed in the slabs: PC about 26% higher than the LC and PS about 72% higher compared to LS;
- The benefit/cost ratio resulting from the increased difficulty to perform vertical grout filling in the analyzed typologies is high, considering the gains obtained in terms of flexural strength and flexural stiffness of the connections;
- The non-dimension coefficients k and β used to calculate the flexural secant stiffness of the connection in the expression proposed by NBR 9062 (2017) were evaluated from the experimental results for the two connection types investigated (PS and PC), which are not yet covered by that code. In turn, the values obtained for these coefficients in this study can be useful as indicative and guiding values for structural designers or useful for future research on the subject.

# 5. Acknowledgments

To CAPES for financial support to the second author and to Legran Engenharia for supplying the precast beams and columns used in the tests.

To CNPq for financial support to the first autor (Process: 308720/2018-0).

# 6. References

- DOLAN, C. W.; STANTON, J. F.; ANDERSON, R. G. Moment resistant connections and simple connections. PCI Journal, v.32, n.2, p.62-74, 1987.
- [2] SECKIN, M.; FU, H. C. Beam-column connections in precast reinforced concrete construction. ACI Structural Journal, v.87, n.3, p. 252-261, 1990.
- [3] GORGUN, H. Semi-rigid behaviour of connections in precast concrete structures. Thesis (Department of Civil Engineering)-University of Nottingham, United Kingdom, 1997.
- [4] ALCOCER, S.M; CARRANZA, R.; PEREZ-NAVARRETE, D.; MARTINEZ, R. Seismic tests of beam-to-column con-

nections in a precast concrete frame. PCI Journal, v.47, n.3, p.70-89, 2002.

- [5] KHALOO, A.R.; PARASTESH, H. Cyclic loading response of simple-moment resistant precast concrete beam-column connection. ACI Structural Journal, v.100, n.4, p. 440-445, 2003.
- [6] KHALOO, A.R.; PARASTESH, H. Cyclic loading response of precast concrete beam-column connection. ACI Structural Journal, v.100, n.3, p. 291-296, 2003.
- [7] ERTAS, O.; OZDEN, S.; OZTURAN, T. Ductile connections in precast concrete moment resisting frames. PCI Journal, v.51, n.3, p.66-76, 2006.
- [8] HASAN, S.A. Behaviour of discontinuous precast concrete beam-column connections. Thesis (Department of Civil Engineering)-University of Nottingham, United Kingdom, 2011.
- [9] CHOI, H.-K; CHOI, Y.-C; CHOI, S.-C. Development and testing of precast concrete beam-to-column connections. Engineering Structures, 2013, 56:1820-1835.
- [10] IM, H.-J.; PARK, H.-G; EOM, T.-S. Cyclic loading test for reinforced-concrete-emulated-beam-column connection of precast concrete moment frame. ACI Structural Journal, v.110, n.1, p. 115-125, 2013.
- [11] PARASTESH, H.; HAJIRASOULIHA, I.; RAMEZANI, R. A new ductile moment-resisting connection for precast concrete frames in seismic regions: An experimental investigation. Engineering Structures, 2014, 70:144-157.
- [12] YUKSEL, E.; KARADOGAN, H.F.; BAL, I.E.; ILKI, A.; BAL, A.; INCI, P. Seismic behavior of two exterior beam– column connections made of normal-strength concrete developed for precast construction. Engineering Structures, 2015, 99:157-172.
- [13] GUAN, D.; GUO, Z.; XIAO, Q.; ZHENG, Y. Experimental study of a new beam-to column connection for precast concrete frames under reversal cyclic loading. Advances in Structural Engineering, 2016, v.19, n.3, p.529-545.
- [14] BAHRAMI, S.; MADHKHAN, M.; SHIRMOHAMMADI, F.; NAZEMI, N. Behavior of two new moment resisting precast beam to column connections subjected to lateral loading. Engineering Structures, 2017, 132:808-821.
- [15] SOARES, A.M.M. Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações. 181 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.
- [16] FERREIRA, M. A. Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado. 232 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.
- [17] MIOTTO, A.M. Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor. 234 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.
- [18] SOUZA, A.S. Comportamento de elementos pré-moldados de concreto com ligações semi-rígidas. 99 p.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2006.

- [19] BALDISSERA, A. Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor. 149 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.
- [20] KATAOKA, M.N. Estrudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto. 113 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.
- [21] MOTA, J.E. Contribuição ao projeto de estruturas multipiso reticuladas em concreto pré-moldado. 246 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.
- [22] SAWASAKI, F.Y. Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com almofada de argamassa e chumbador para estruturas de concreto pré-moldado. 188 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.
- [23] TROTTA, A.M. Estudo experimental de uma ligação vigapilar em concreto pré-moldado utilizando perfis metálicos e solda. 101 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2012.
- [24] BACHEGA, L.A. Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido em estruturas pré-moldadas de concreto. 146 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2013.
- [25] HADADE, M.A.S. Comportamento de ligações viga-pilar típicas com continuidade de armadura negativa em estruturas pré-fabricadas. 243 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.
- [26] LACERDA, M. M. S. Análise da influência do grauteamento e da posição das armaduras na ligação viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado. 171 p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2016.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062: Projeto e execução de estrururas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.
- [28] FERREIRA, M.A; ELLIOTT, K.S.; HASAN, S.A. Precast Concrete Framed Structures with Semi-Rigid Connections. State of Art Research Report. School of Civil Engineering, University of Nottingham, 2010.
- [29] FERREIRA, M.A. Analytical Design Procedure for Semi-Rigid Connections in Precast Concrete Structures. Research Report, School of Civil Engineering, University of Nottingham 2001.
- [30] FÉDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON. FIB Bulletin 43: Structural connections for precast concrete buildings. Guide to good practice, 2008.
- [31] ALVA, G.M.S; EL DEBS, A.L.H.C. Moment-rotation relationship of RC beam-column connections: experimental

tests and analytical model. Engineering Structures, 2013, 56:1427-1438.

- [32] PAULAY, T.; PRIESTLEY, M.J.N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: John Wiley & Sons, 1992.
- [33] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building. Brussels, 2004.



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

# Experimental study on precast beam-column connections with continuity reinforcement for negative bending moments

# Análise experimental de ligações viga-pilar prémoldadas com armadura de continuidade para momentos fletores negativos





30

G. M. S. ALVA a alva\_gerson@yahoo.com.br https://orcid.org/0000-0002-2528-5757

M. M. S. LACERDA a maiza mz@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-5693-971X

T. J. SILVA ª tjdsilva@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-2862-0645

# Abstract

In this paper, an experimental investigation is presented on semi-rigid interior beam-to-column connections constituted by precast concrete beams supported on precast concrete column corbels and bending continuity reinforcement bars for bending negative moments. The main purpose of this paper was to analyze the influence of vertical interface grout filling between the corbel and the beam and the position of the bending continuity reinforcement bars (crossing only the column or crossing only the slab) on the behavior of this type of connection. Tests on eight specimens were performed. It was noticed that the vertical interface grout filling contributed to increase both rotational flexural stiffness and flexural strength capacity of the connections when compared to the connections without grout filling. It was also noticed that in the specimens in which the continuity bars crossed only the column, the rotational flexural stiffness was higher. For these last ones, coefficients k and  $\beta$  for predicting the secant stiffness by simplified expression present in Brazilian Code NBR 9062 were evaluate from experimental results. These evaluated coefficients may be regarded as indicative values for structural designers and helpful for future researches.

Keywords: precast concrete structures, precast beam-column connections, semirigid connections, structual analysis.

# Resumo

Neste trabalho apresenta-se um estudo experimental de ligação viga-pilar semirrígida de pilar intermediário constituída de vigas de concreto prémoldadas apoiadas em consolos de concreto pré-moldado, com presença de armaduras de continuidade resistentes ao momento fletor negativo. O presente trabalho teve como objetivo principal verificar a influência do preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga e a posição da armadura de continuidade (passante somente no pilar e passante somente nas lajes). Foram ensaiados no total oito protótipos. Verificou-se que o preenchimento de graute na interface vertical consolo-viga contribuiu para aumentar tanto a rigidez e quanto a resistência da ligação à flexão quando à comparada a ligação sem o preenchimento desse graute. Verificou-se também que nos protótipos em que as armaduras de continuidade passaram somente no pilar a rigidez à flexão da ligação foi maior. Para estas tipologias de ligação, foram obtidos, a partir dos resultados experimentais, os coeficientes k e β presentes na expressão simplificada da NBR 9062 para o cálculo da rigidez secante. Os valores calculados para esses coeficientes podem servir de valores indicativos e orientativos para projetistas estruturais e para futuras pesquisas.

Palavras-chave: estruturas de concreto pré-moldado, ligações viga-pilar pré-moldadas, ligações semirrígidas, análise estrutural.

<sup>a</sup> Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Uberlândia, MG, Brasil.

Received: 07 Nov 2018 • Accepted: 31 Oct 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

# 1. Introdução

O estudo das ligações entre os elementos estruturais de concreto prémoldado possui grande importância para o desenvolvimento e execução de projetos, uma vez que o desempenho do sistema estrutural em concreto pré-moldado está diretamente relacionado ao desempenho de suas ligações, afetando tanto o comportamento local dos elementos adjacentes quanto o comportamento global da estrutura.

Nos sistemas estruturais reticulados com elementos pré-moldados, as ligações viga-pilar submetidas à flexão são classificadas como ligações rígidas, semirrígidas ou articuladas, em função do momento fletor mobilizado nas mesmas e transferido aos elementos estruturais. A classificação e a quantificação da rigidez rotacional ao momento fletor nas ligações viga-pilar são importantes para a análise estrutural e dimensionamento da estrutura.

Nos códigos normativos em geral, a classificação das ligações depende do conhecimento da rigidez rotacional, a qual depende das características da tipologia da ligação. Em geral, a obtenção da rigidez rotacional deve ser feita com base em resultados experimentais ou por meio de modelos analíticos, os quais necessitam de ser calibrados ou validados experimentalmente.

Nas últimas três décadas, encontraram-se pesquisas experimentais no âmbito internacional acerca de diferentes tipos de ligações viga-pilar [1-14], cujas tipologias analisadas foram escolhidas prinipalmente em função da precupação com o comportamento frente às ações sísmicas.

No âmbito nacional, as pesquisas envolvendo ligações semirrígidas tiveram início há pouco mais de duas décadas [15-25]. Nas pesquisas de Miotto [17], Souza [18], Baldissera [19], Kataoka [20] e Hadade [25] encontram-se resultados experimentais de ligações viga-pilar com armadura de continuidade negativa para o momento fletor.

Dentro do contexto do presente trabalho, é oportuno destacar os ensaios das ligações de Miotto [17], em que as vigas pré-moldadas (em dente gerber) foram apoiadas em consolo de concreto e fixadas por meio de chumbadores no mesmo. Nessas ligações não houve preenchimento com graute entre a interface do consolo e a face inferior vertical da viga. Metade da armadura de continuidade foi disposta atravessando pilar e a outra metade disposta na laje. Por sua vez, Kataoka [20] ensaiou também dois tipos de ligações viga-pilar com apoio das vigas pré-moldadas em consolo de concreto. Em uma li-



Figura 1 Curva momento-rotação de uma ligação viga-pilar: NBR 9062 [27]

gação a armadura de contitnuidade foi totalmente colocada atravessando o pilar; na outra ligação metade da armadura de continuidade atravessou o pilar e a metade restante foi distribuída na laje.

O presente trabalho apresenta resultados de estudos experimentais conduzidos por Lacerda [26] sobre o comportamento de quatro tipologias de ligações viga-pilar pré-moldadas que podem ser utilizadas na execução de estruturas com mais de um pavimento, como construções de fábricas, indústrias e também em edifícios comerciais e residenciais. As tipologias de ligações viga-pilar investigadas são resistentes a momentos fletores negativos e são compostas por armadura de continuidade, por viga-pré-moldada apoiada em consolo de pilar pré-moldado e fixa por meio de chumbador e por preenchimento de graute na interface viga e pilar.

O objetivo central da investigação de Lacerda [26] consistiu na avaliação do comportamento das ligações em função do preenchimento ou não com graute da interface inferior entre a viga e o consolo e em função da posição da armadura de continuidade (passante somente no pilar ou somente na laje). Para avaliar a rigidez à flexão negativa das ligações, foi necessário a obtenção experimental das curvas momento-rotação e da rigidez secante das ligações estudadas.



#### (a) Protótipo com preenchimento de graute

#### (b) Protótipo sem preenchimento de graute

#### Figura 2

Preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga



#### Figura 3 Protótipos com armadura de continuidade passante pelo pilar (PC e PS)

A ABNT NBR 9062 [27] apresenta expressão simplificada para a obtenção da rigidez secante  $R_{sec}$  (Figura 1) para seis tipologias de ligação. A obtenção da rigidez secante ao momento fletor permite a consideração da deformabilidade das ligações viga-pilar em análises lineares simplificadas, tornando possível a obtenção de esforços solicitantes e deslocamentos no sistema estrutural. Entretanto, cabe destacar que a expressão indicada na NBR 9062 [27] para a obtenção da rigidez secante não contempla os tipos de ligações investigados neste trabalho. Dessa forma, como contribuição adicional deste trabalho, foram obtidos (para duas tipologias de ligação) os coeficientes k e  $\beta$  presentes na expressão simplificada da NBR 9062 [27] para o cálculo da rigidez secante, a partir dos resultados experimentais obtidos por Lacerda [26].

# 2. Programa experimental

#### 2.1 Características das ligações viga-pilar

O programa experimental foi realizado por Lacerda [26] e consistiu na investigação de ligações pré-moldadas viga-pilar interno submetidas a momento fletor negativo. Os principais objetivos do programa experimental consistiram na verificação da influência de duas variáveis:

- O preenchimento com graute na interface vertical entre o consolo e a viga (Figura 2);
- A posição da armadura de continuidade, passante somente pelo pilar ou passante somente pela laje (Figuras 3 e 4).



#### Figura 4

Protótipos com armadura de continuidade passante pela laje (LC e LS)

Para isso foram ensaiadas quatro variações de protótipos (dois para cada variação). Dessa forma, foram ensaiadas um total de oito protótipos. Na Tabela 1 apresenta-se a nomenclatura empregada para os protótipos.

Na Figura 3 ilustram-se as ligações em que as armaduras de continuidade passam somente pelo pilar (PC e PS) e na Figura 4, as ligações em que as armaduras de continuidade passam somente pela laje (LC e LS). Para todos os protótipos, a área total de armadura de continuidade foi a mesma (4,02cm<sup>2</sup>).

Conforme ilustrado nas Figuras 3 e 4, cada protótipo é composto por um pilar pré-moldado, duas vigas pré-moldadas em balanço apoiadas sobre graute aplicado em consolo de concreto e a presença de chumbador. Os protótipos também apresentam laje maciça de concreto moldado no local, preenchimento de graute na interface entre o pilar e a viga, armadura de continuidade e o preenchimento ou não de graute na interface vertical entre o consolo e a viga.

As características geométricas de todos os protótipos e os detalhes do posicionamento do chumbador estão apresentados, respectivamente, nas Figuras 5 e 6.

O detalhamento das armaduras dos pilares, do consolo, das vigas e das lajes estão indicados nas Figuras 7 a 11.

#### 2.2 Propriedades mecânicas dos materiais

Para a confecção das vigas e pilares pré-moldados foi especificada uma resistência de 40 MPa para o concreto. Já para o concreto da laje moldada no local, foi especificada uma resistência de 25 MPa. Foram utilizadas como armadura de continuidade 2 barras de 16

#### Tabela 1

Nomenclatura dos protótipos ensaiados

Protótino	Armadura do continuidado	Variável	Quantidado	
FICIOIPO	Annoquia de cominuidade	Preenchimento com graute	addinidade	
PS	Passante pelo pilar	Sem	2	
PC	Passante pelo pilar	Com	2	
LS	Passante pela laje	Sem	2	
LC	Passante pela laje	Com	2	

PS - Protótipo sem preenchimento de graute; PC - Protótipo com preenchimento de graute; LS - Protótipo sem preenchimento de graute; LC - Protótipo com preenchimento de graute



(c) Vista superior

#### Figura 5

Características geométricas dos protótipos (medidas em cm)

mm de aço CA50, totalizando uma área de 4,02 cm<sup>2</sup> em cada protótipo. Essa armadura foi solidarizada juntamente com a concretagem da laje, provendo a resistência à flexão negativa para a ligação. Nos consolos e nas vigas foram deixados furos para fixação dos chumbadores (aço CA60 e 9,5 mm de diâmetro). Posteriormente esses furos foram preenchidos com graute. Para o preenchimento



#### Figura 6

Detalhes do posicionamento do chumbador (medidas em cm) de graute na interface vertical (entre consolo e viga: protótipos PC e LC) foi especificado graute auto adensável com retração compensada, de resistência à compressão de 40 MPa.

Ensaios em corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) foram realizados para a obtenção da resistência à compressão do concreto e do graute, de acordo com a normalização brasileira. A resistência à compressão do concreto foi de 48 MPa para as vigas e os pilares pré-moldados e de 35 MPa para as lajes maciças. A resistência à compressão do graute foi de 50 MPa. A resistência ao escoamento e a resistência à tração (ruptura) do aço das armaduras de continuidade foram aproximadamente de 600 MPa e 730 MPa, respectivamente.

#### 2.3 Montagem dos protótipos

Para montagem dos protótipos utilizou-se um sistema de cimbramento de torres metálicas, que possibilitou o posicionamento e nivelamento dos elementos pré-moldados, e serviu de suporte para as fôrmas das lajes maciças.

A sequência de procedimentos para a montagem dos protótipos foi a seguinte:

1 - Posicionamento dos pilares;



# b) Protótipos PS e PC

#### Figura 7

Detalhamento dos pilares dos protótipos (medidas de comprimento em cm)

- 2 Colocação dos chumbadores e preenchimento dos furos dos consolos com graute;
- 3 Colocação de graute sobre o consolo;
- 4 Assentamento das vigas sobre os consolos;
- 5 Grauteamento da interface vertical entre o consolo e a viga nos protótipos PC e LC;
- 6 Execução das fôrmas das lajes;
- 7 Grauteamento dos espaços entre as vigas e o pilar;
- 8 Colocação da armadura de continuidade e das armaduras das lajes;
- 9 Preenchimento dos furos dos pilares com graute (armadura de continuidade);
- 10 Concretagem das lajes.

A Figura 12 ilustra o procedimento de içamento dos pilares e das vigas e como foram executados a instalação dos chumbadores e a almofada de apoio das vigas. A Figura 13 ilustra como foram realizadas a união entre viga e pilar, o grauteamento vertical da face inferior da viga com consolo do pilar (nos protótipos PC e LC), além de ilustrar o detalhe da armadura de continuidade passante no pilar (nos protótipos PC).

#### 2.4 Procedimento de ensaio

Para a geração de momentos negativos nas ligações, utilizou--se um atuador de força com capacidade nominal de 500 kN. O atuador aplicou na base do pilar forças (F) crescentes para cima (conforme Figura 14). Por meio da estrutura de reação (Figura 15), forças (F/2) foram aplicadas nas extremidades de cada viga.

O pilar foi apoiado sobre uma chapa metálica acima do atuador, para distribuição da carga na seção transversal do mesmo. Para conferir estabilidade aos protótipos durante o ensaio, foram



#### Figura 8

Detalhamento dos consolos de todos os protótipos (medidas de comprimento em cm)



#### Figura 9

Detalhamento das vigas de todos os protótipos (medidas de comprimento em cm)

utilizadas guias de madeira fixas aos pilares do pórtico de reação. Para a distribuição linear da carga nas extremidades da laje, foram posicionados perfis metálicos sobre faixas de elastômero centralizadas nos pontos de aplicação das cargas, que ficou à 1,07 m das faces laterais do pilar. Acima de cada perfil havia uma chapa, dispositivos metálicos (para aumentar a distância disponível entre o topo do pilar e estrutura de reação) e a célula de carga para captura da força de reação nas extremidades das vigas. A Figura 15 ilustra o esquema de ensaio válido para todos os protótipos. Transdutores de deslocamentos (LVDTs) foram utilizados



#### Figura 10

Detalhamento da laje dos protótipos LC e LS (medidas de comprimento em cm)


# Figura 11

Detalhamento da laje dos protótipos PC e PS (medidas de comprimento em cm)









(a) lçamento dos pilares

(a) Beams on corbels

**(b)** Içamento das vigas **(c)** 

) Fôrma para almofada de apoio

(d) Execução da almofada de apoio

# Figura 12

lçamento dos elementos, chumbador vertical e almofada de apoio para as vigas



**b** Vertical grouting procedure

C Continuity reinforcement

# Figura 13

Fixação entre viga e pilar, grauteamento vertical (PC e LC) e armadura de continuidade passando pelo pilar (PC)



### Figura 14

Sentido das forças atuantes nos protótipos durante o ensaio

para: i) a obtenção dos deslocamentos verticais nas vigas no ponto de aplicação da força; ii) para determinar a rotação relativa entre viga e pilar (em ambos os lados do pilar); iii) para monitorar a zona de ligação entre viga e pilar. A Figura 16 indica a posição dos transdutores de deslocamentos nos protótipos. A Figura 17 apresenta uma vista geral dos dispositivos utilizados no ensaio.

# 3. Análise dos resultados experimentais

### 3.1 Fissuração

A fissuração em todos os protótipos concentrou-se na laje moldada no local. As Figuras 18 e 19 apresentam a configuração das fissuras nas lajes das ligações ensaiadas. Nota-se que a distribuição das mesmas é aproximadamente simétrica e paralela à menor face do pilar. Em todos os protótipos ocorreram fissuras nas interfaces pilar-laje, principalmente no sentido de menor direção do pilar.

Nos protótipos com armadura de continuidade passante na laje (LC e LS) observou-se que ocorreu uma maior distribuição da fissuração (fissuras menos espaçadas) no decorrer do carregamento

# Experimental study on precast beam-column connections with continuity reinforcement for negative bending moments

### Tabela 2

Forças máximas aplicadas e momento último (resistente) das ligações

Protótipo	F/2 (kN)	M <sub>u</sub> (kN.m)
LC1	115,77	123,87
LC2	115,68	123,78
LS1	75,96	81,28
LS2	92,07	98,51
PC1	105,13	112,49
PC2	111,93	119,77
PS1	81,96	87,70
PS2	77,56	82,99

em relação aos protótipos com armadura passante no pilar (PC e PS), conforme se observa nas Figuras 18 e 19. Este fato está relacionado com os diferentes diâmetros das barras da armadura de continuidade empregados nos protótipos, uma vez que o diâmetro de uma barra de aço tracionada exerce influência no espaçamento entre as fissuras de flexão. 3.2 Resistência ao momento fletor

Na Tabela 2 são apresentados os valores máximos das forças aplicadas nas extremidades das vigas (F/2) pela estrutura de reação. A partir dessas forças e sabendo que a distância entre o ponto de aplicação das forças e a face do pilar é de 1,07 m, obteve-se o momento último (resistente) dos protótipos.

Com base na Tabela 2, percebe-se que o preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga conduziu a um aumento de cerca de 38% na resistência ao momento fletor entre os protótipos LC e LS e cerca de 36% entre os protótipos PC e PS. A principal contribuição atribuída para esse acréscimo de resistência foi o maior braço de alavanca entre as resultantes de tração e de compressão na seção de momento negativo dos protótipos LC e PC em relação aos protótipos LS e PS.

Ainda com base na Tabela 2, percebe-se a posição da armadura de continuidade (passando somente na laje ou somente no pilar) não conduziu a diferenças relevantes. Os momentos máximos alcançados nos protótipos LC foram cerca de 6,6% maiores que os alcançados nos protótipos PC. De forma similar, os protótipos LS

# Tabela 3

Obtenção experimental da rigidez secante ao momento fletor das ligações

Ligação	M <sub>y</sub> (kN.m)	(rad)	Rigidez secante (kN.m/rad)	Rigidez secante média (kN.m/rad)	
LC1	106,65	0,0042969	24820	25525	
LC2	106,62	0,0040647	26231	20020	
LS1	55,517	0,017937	3095	2056	
LS2	73,102	0,015178	4816	3930	
PC1	105,51	0,0032868	32101	20056	
PC2	110,99	0,0034244	32412	32230	
PS1	72,957	0,013449	5425	6002	
PS2	74,269	0,0090347	8220	0623	



### CORTE A-A

# Figura 15

Esquema de ensaio e estrutura de reação



# Figura 16 Posicionamento dos LVDTs nos protótipos

alcançaram momentos resistentes 5,3% maiores que os alcançados pelos protótipos PS.

### 3.3 Determinação da curva momento-rotação

Os momentos fletores nas ligações foram determinados por meio da Equação 1. As rotações relativas foram calculadas com a Equação 2, utilizando-se as leituras dos transdutores de deslocamentos (LVDTs) posicionados na região da ligação (Figura 20).

$$M = \frac{F}{2} \times L$$
(1)
média(2F/2D) + média(4F/4D)

$$\theta = \frac{\text{média}(2\text{E}/2\text{D}) + \text{média}(4\text{E}/4\text{D})}{390}$$

onde

F é a força aplicada pelo atuador;

L é a distância entre o ponto de aplicação da carga e a face do pilar (1,07 m);

M é o momento fletor atuante na ligação;

 $\theta~$  é a rotação relativa entre o pilar e a viga-laje;

2E, 2D, 4E e 4D são as leituras (em mm) dos LVDTs indicados na Figura 20.



### Figura 17

Vista frontal: dispositivos de medição de deformações, deslocamentos e forças

As Figuras 21 a 24 contêm as curvas experimentais momento--rotação das ligações obtidas com as Equações 1 e 2. A partir dessas curvas foram extraídos os parâmetros necessários ao cálculo da rigidez secante ao momento fletor ( $R_{sec}$ ), cujos valores são apresentados na Tabela 3.

Na Tabela 3:

(2)

 $M_y^{}$ é o momento de início de escoamento da armadura de continuidade;  $\theta_y^{}$ é a rotação relativa no início de escoamento da armadura de continuidade.

Os resultados da Tabela 3 indicam que o preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e a viga contribuiu para o aumento da rigidez à flexão das ligações. A rigidez secante média dos protótipos LC foi cerca de 6,5 vezes maior que a rigidez secante média dos protótipos LS. Por sua vez, a rigidez secante média dos protótipos PC foi cerca de 4,7 vezes maior que a rigidez secante média dos protótipos PS.

Com relação à posição da armadura de continuidade, os protótipos nos quais essa armadura foi passante somente no pilar apresentaram rigidez à flexão maior que os protótipos onde a armadura de continuidade foi passante apenas nas lajes. A rigidez



(a) LC1 – frente/esquerda (b)



(b) LC1 – frente/direita





c LS2 – frente/esquerda

d LS2 – frente/direita

Figura 18 Fissuração dos protótipos LC e LS Experimental study on precast beam-column connections with continuity reinforcement for negative bending moments



(a) PS1 – frente/esquerda



**b** PS1 – frente/direita



(c) PC2 – frente/esquerda

### Figura 19 Fissuração dos protótipos PS e PC

secante média dos protótipos PC foi cerca de 26,3% maior que a rigidez secante média dos protótipos LC. Por sua vez, a rigidez secante média dos protótipos PS foi cerca de 72,5% maior que a rigidez secante média dos protótipos LS.

#### 3.4 Comparação da rigidez secante experimental com a expressão proposta pela NBR 9062 [27]

A atualizada norma de projeto de estruturas de concreto pré-moldado – NBR 9062 [27] – apresenta uma expressão simplificada para o cálculo da rigidez secante ao momento fletor em ligações viga-pilar com armadura de continuidade em região de momento negativo, conforme a Equação 3:



Figura 20 Detalhe dos LVDTs utilizados no cálculo da rotação



(d) PC2 – frente/direita

$$R_{sec} = k \frac{A_s E_s d^2}{L_{ed}} = k \frac{A_s E_s d^2}{\beta \emptyset + L_a}$$

(3)

onde

A<sub>s</sub> é a área da armadura de continuidade;

E<sub>s</sub> é o módulo de elasticidade longitudinal do aço;

d é a altura útil da seção resistente;

 ${\rm L}_{\rm _{ed}}$  é o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade;

 $L_a$  é a distância da face do pilar até o centro de rotação no consolo; k é um coeficiente de ajustamento da rigidez secante e  $\beta$  é um coeficiente adimensional. Ambos os coeficientes dependem da tipologia da ligação.

A NBR 9062 [27] apresenta os valores k e  $\beta$  para duas tipologias de ligações viga-pilar interno (k=0,75 e k=1,0;  $\beta$ =25 e  $\beta$ =20). Entretanto, as tipologias investigadas neste trabalho não estão contempladas pela referida norma. Dessa forma, a rigidez secante e os coeficientes k e  $\beta$  devem ser avaliados experimentalmente.

Apresenta-se a seguir um procedimento para avaliar os valores de k e  $\beta$  empregando-se os resultados experimentais obtidos para os protótipos PC e PS.

De acordo com Ferreira *et al.* [28] and Ferreira [29], a rotação relativa entre viga e pilar é decorrente de dois mecanismos de deformação. O primeiro está relacionado com o deslizamento da armadura de continuidade no interior do pilar (Mecanismo A). O segundo mecanismo é consequência da soma dos deslizamentos da armadura de continuidade causados pelas aberturas de fissuras na extremidade da viga próximo à região com o pilar (Mecanismo B).

De acordo com o FIB Guide [30], o deslizamento da armadura de

continuidade no interior do pilar  $(s_A)$  ao longo do comprimento de transmissão (*I*,) na fase elástica pode ser calculado por:

$$s_{A} = \varepsilon_{s} \left( \frac{\sigma_{s}}{\tau_{b}} \times \frac{\emptyset}{8} + 2\emptyset \right)$$
(4)

$$U_t = \frac{\sigma_s}{\tau_b} \times \frac{\phi}{4} + 2\phi \tag{5}$$

onde

 $\epsilon_{s}$  é a deformação da barra da armadura;

 $\sigma_s$ é a tensão na barra da armadura;

 $\tau_{\rm b}$  é a tensão de aderência média ao longo do comprimento de transmissão;

 $\phi$  é o diâmetro da barra da armadura.

A tensão de aderência média pode ser estimada por:

$$\tau_{\rm b} = \sqrt{f_{\rm c}} \tag{6}$$

onde f, é a resistência à compressão do pilar (em MPa)



### Figura 21

Curva momento-rotação: protótipos LC1 e LC2



### Figura 22

Curva momento-rotação: protótipos LS1 e LS2

Para todos os protótipos investigados neste trabalho:

$$\sigma_s = f_v = 600 \text{MPa}$$
  $f_c = 48 \text{MPa}$   $\phi = 16 \text{mm}$ 

Dessa forma, a Equação 5 fornece o seguinte resultado para o comprimento de transmissão no início de escoamento das armaduras de continuidade (momentos negativos simétricos em relação ao pilar):

$$l_t = \frac{600}{\sqrt{48}} \times \frac{16}{4} + 2 \times 16 = 378$$
mm

Uma vez que o máximo valor possível para o comprimento de transmissão é a metade da dimensão do pilar na direção da viga  $(0,5.h_p = 0.5x300 = 150$ mm), o deslizamento das barras da armadura de continuidade não pode ser calculado pela Equação 4. Entretanto, assumindo que as tensões e as deformações nas barras da armadura variem linearmente ao longo do comprimento de transmissão  $I_t = 0,5.h_p$ , pode-se deduzir a expressão para o cálculo do deslizamento a partir da integração das deformações da armadura:











Curva momento-rotação: protótipos PC1 e PC2



Figura 24

Curva momento-rotação: protótipos PS1 e PS2

Considerando  $E_s = 210$ GPa como o módulo de elasticidade do aço, o deslizamento associado ao primeiro mecanismo de deformação (Mecanismo A) correspondente ao início de escoamento das armaduras de continuidade é calculado por:

$$s_{y,A} = \frac{600}{210000} \left[ 0.5 \times 300 - 2\frac{\sqrt{48}}{600} \times \frac{(0.5 \times 300 - 2 \times 16)^2}{16} \right] = 0.3711 \text{mm}$$

O deslizamento  $(s_B)$  associado à formação de fissuras de flexão (Mecanismo B) na extremidade da viga em região próxima à ligação pode ser obtido com a expressão apresentada em Alva e El Debs [31]:

$$s_{\rm B} = \varepsilon_{\rm s} \frac{\left(L_{\rm p} + s_{\rm R}\right)}{2} \tag{8}$$

onde

 ${\sf L}_{\rm p}$ é o comprimento da rótula plástica (onde há a concentração de fissuras na região da ligação);

 $\boldsymbol{s}_{_{\!R}}$ é o espaçamento entre fissuras;

De acordo com Paulay e Priestley [32], uma boa estimativa para





o comprimento da rótula plástica para uma viga em balanço pode ser obtida com:

$$L_{p} = 0.08L + 0.022 \times \emptyset \times f_{y}$$
(9)

onde

L é o vão da viga (em metros). Para os protótipos investigados, L = 1,07m;

 $\phi$  é o diâmetro das barras da armadura (em metros). Para os protótipos investigados  $\phi$  = 0,016m;

 $f_y$ é a resistência ao escoamento do aço das armaduras (em MPa). Para os protótipos investigados,  $f_y$  = 600MPa.

Substituindo valores na Equação 9:

 $L_p$  = 296,80mm (para todos os protótipos).

 $\dot{O}$  espaçamento entre fissuras (s<sub>R</sub>) pode ser avaliado por meio de expressões encontradas em códigos normativos, tal como a Equação 10 apresentada pelo Eurocode 2 [33]:

$$s_{\rm R} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{\rm s,eff}}$$
(10)

onde

c é o cobrimento de concreto;  $A_c$ 

 $\rho_{s,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$ 

A<sub>s</sub> é a área de armadura na região tracionada;

 ${\sf A}_{\rm c,eff}$  é a área efetiva de concreto tracionado (região de envolvimento da armadura);

k<sub>1</sub>=0,8 k<sub>2</sub>=0,5 k<sub>3</sub>=3,4 k<sub>4</sub>=0,425.

Para todos os protótipos, c = 22mm e  $A_s = 4,02cm^2$ .

Para os protótipos PC: A\_{c,eff} = 105,00cm²,  $\rho_{s,eff}$  = 0,0383 e s\_p = 145,85mm.

Para os protótipos PS:  $\rm A_{c,eff}$  = 72,44cm² ,  $\rm \rho_{s,eff}$  = 0,0555 e  $\rm s_{R}$  = 123,81mm.

Assim, para o início de escoamento da armadura de continuidade, a Equação 8 fornece:

Protótipos PC:

$$s_{y,B} = \frac{600}{210000} \left( \frac{296.80 + 145.85}{2} \right) = 0.6324 \text{mm}$$

Protótipos PS:

$$s_{y,B} = \frac{600}{210000} \left(\frac{296.80 + 123.81}{2}\right) = 0.6009 \text{mm}$$

Dessa forma, calcula-se o deslizamento total induzido pelos dois mecanismos de deformação mencionados: Protótipos PC:

$$s_v = s_{v,A} + s_{v,B} = 0.3711 + 0.6324 = 1,0035$$
mm

Protótipos PS:

$$s_y = s_{y,A} + s_{y,B} = 0.3711 + 0.6009 = 0.9720$$
mm

Uma vez que o comprimento efetivo de deformação  $L_{ed}$  está relacionado com o alongamento da armadura de continuidade, pode-se estabelecer a seguinte relação para o início do escoamento da armadura de continuidade:

$$\varepsilon_{y} = \frac{s_{y}}{L_{ed}}$$
(11)  
$$L_{ed} = \frac{s_{y}}{\frac{f_{y}}{E_{s}}}$$

Para os protótipos PC:

$$L_{ed} = \frac{1.0035}{\frac{600}{210000}} = 351.23 \text{mm} = 35.123 \text{cm}$$
Para os protótipos PS:

$$L_{ed} = \frac{\frac{0.9720}{600}}{\frac{210000}{210000}} = 340.20 \text{ mm} = 34.020 \text{ cm}$$

Com os valores experimentais da rigidez secante conhecidos (vide Tabela 3), são determinados os valores experimentais dos coeficientes k and  $\beta$  da Equação 3. Para os protótipos PC:

$$32256 \times 10^{2} = \frac{k \times 4.02 \times 21000 \times 36^{2}}{35.123} \rightarrow k = 1.036$$
$$35.123 = \beta \times 1.6 + \frac{17}{2} \rightarrow \beta = 16.64$$

De forma idêntica, são obtidos os valores experimentais dos coeficientes k e  $\beta$  para os protótipos PS:

$$6823 \times 10^{2} = \frac{k \times 4.02 \times 21000 \times 19^{2}}{34.020} \quad \rightarrow \quad k = 0.762$$
$$34.020 = \beta \times 1.6 + \frac{17}{2} \quad \rightarrow \quad \beta = 15.95$$

# 4. Conclusões

Com base nos resultados experimentais apresentados neste trabalho, as seguintes conclusões podem ser destacadas:

- Tanto para os modelos em que toda a armadura de continuidade atravessou o pilar quanto para os modelos em que essa armadura foi distribuída somente na laje, o preenchimento com graute na interface vertical entre o consolo e viga contribuiu para aumentar momento fletor resistente da ligação em valores um pouco acima de 30% em relação aos protótipos sem o preenchimento. Isso decorre do aumento do braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão na seção transversal da viga na região da ligação;
- O preenchimento de graute na interface vertical entre o consolo e viga contribuiu para aumentar significativamente a rigidez ao momento fletor das ligações. Nos modelos em que toda a armadura de continuidade atravessou o pilar, a rigidez à flexão secante foi cerca de 5 vezes maior que a rigidez dos protótipos sem o preenchimento. Nos modelos em que toda a armadura de continuidade foi distribuída somente na laje, a rigidez à flexão secante foi cerca de 6,5 vezes maior que a rigidez dos protótipos sem o preenchimento. Isso ocorre porque o espaço livre existente entre o consolo e viga nos protótipos nos modelos PS e LS proporciona mais liberdade para a rotação dessas ligações;
- Em termos de resistência ao momento fletor, os resultados indicaram que as ligações com armadura de continuidade passante na laje e com armadura passante no pilar são similares, ou seja, não se constatou diferenças significativas entre a resistência das ligações decorrente do posicionamento das armaduras de continuidade. Esta constatação refere-se tanto aos modelos com grauteamento vertical quanto aos modelos sem esse grauteamento;
- Para a mesma quantidade de armadura de continuidade, os modelos em que esta armadura atravessou apenas os pilares apresentaram rigidez à flexão da ligação maior que os modelos em que essa armadura passou apenas nas lajes: PC cerca de 26% maior em relação à LC e PS cerca de 72% maior em relação à LS;
- A relação benefício/custo decorrente do acréscimo de dificuldade para executar o preenchimento de graute vertical nas tipologias analisadas é alta, tendo vista os ganhos obtidos em termos de resistência ao momento fletor e rigidez à flexão das ligações;
- Os coeficientes adimensionais k and β utilizados para o cálculo da rigidez secante ao momento fletor da ligação na expressão proposta pela NBR 9062 (2017) foram avaliados a partir dos resultados experimentais para as duas tipologias de ligações investigadas (PS e PC), as quais ainda não são contempladas pela referida norma. Por sua vez, os valores obtidos para estes coeficientes neste podem servir como valores indicativos e orientativos para projetistas estruturais ou úteis para futuras pesquisas sobre o tema. Também cabe ressaltar que tais co-



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

# Numerical model of beam-to-column composite connection between slim floor system and composite column

# Modelo numérico de ligação mista viga-pilar entre piso misto de pequena altura e pilar preenchido



R. F. F. KOCHEM a raimundokochem@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-0081-777X

S. DE NARDIN a snardin@ufscar.br https://orcid.org/0000-0002-8736-4987

### Abstract

The slim floor system has been used mainly due to the structural and constructive advantages of it, such as the capacity to overcome large spans with the low height of the composite floor system. There is a lack of finite element modelling researches of composite connections between the slim floor system and columns, especially with the concrete infilled steel tube columns. This paper presents the numerical approach based on the solid modelling, for the simulation of the nonlinear structural behavior of composite connection between partially encased composite beam and concrete infilled steel tube columns; in this model, the composite beam represents the slim floor. The ABAQUS finite element code was used to investigate the behavior of composite connection that consists of a shear steel plate and negative reinforcement of the composite slab. In this paper, the authors discusses the procedures to the numerical model construction including finite elements and boundary conditions. Besides, the influence of stress-strain relationships for concrete and steel and the parameters that defines each model are presented and discussed, as well as the different steel to concrete interface conditions. Based on the results obtained, the effectiveness of the numerical model developed was verified against experimental results showing a good agreement response for the Moment *vs.* Rotation response, as well as the moment resistance of the composite connection.

Keywords: slim floor, composite connections, numerical analisys, shear steel plate, beam-to-column connection.

### Resumo

A utilização do sistema de piso misto de pequena altura, de aço e concreto tem-se dado, principalmente, devido às boas características estruturais e construtivas como a capacidade de vencer vãos consideráveis com baixa altura do sistema laje-viga. Apesar disso, há carência de estudos voltados ao comportamento das ligações entre o sistema de piso de pequena altura e os pilares, sobretudo quando o pilar é misto preenchido. Diante disto, o presente estudo traz uma metodologia para o desenvolvimento de modelo numérico que represente o comportamento de uma ligação mista entre viga mista parcialmente revestida e pilar misto preenchido; a viga mista representa o piso misto de pequena altura. Para tanto foi utilizado o pacote computacional ABAQUS. A ligação mista viga-pilar consiste de chapa passante e armadura negativa da laje mista construção do modelo numérico, desde escolha dos elementos finitos e condições de vinculação, incluindo amplo estudo sobre o efeito dos modelos constitutivos dos materiais e dos parâmetros que definem cada modelo constitutivo dos componentes da ligação mista bem como das diversas interfaces aço-concreto. O modelo numérico mostrou-se bastante robusto e representou de forma satisfatória a resposta Momento vs. Rotação bem como a rigidez inicial e o momento resistente da ligação mista.

Palavras-chave: piso misto de pequena altura, ligações mistas, modelagem numérica, ligação com chapa passante, ligação viga-pilar.

Received: 26 Dec 2018 • Accepted: 14 May 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil.

### 1. Introduction

The association of steel profile and concrete resulting in steelconcrete members reduces the local bucking of steel profile and increases the properties of concrete specially the brittle failure. Therefore, the use of composite members explore the most favorable properties of both, concrete and steel under compression and tension respectively. Besides the fact that the steel-concrete have very good structural properties, the use of this composite structure have positive impact on the constructive process due to the possibility of utilize pre-fabricated components reducing the time labor and construction cost as well as the construction waste. These are examples of composite members: beams, columns, slabs and connections. The steel-concrete composite flooring systems are composed by composite slab and beams and depending where de slab is rest on the beams the system can be conventional or slim. The conventional flooring system consists of a composite slab sitting on the top flange of the beam connecting through the deck by the use of welded shear studs connections. The overall depth of the composite flooring is the sum of the steel profile and composite slab heights (Figure 1a). On the other hand, in the composite slim floor systems the concrete slab sits on the bottom flange of the steel profile reducing the overall depth of the slab-beam system (Figure 1b). Reduction of the overall depth of the composite floor and increase of the local buckling resistance of the steel profile are reached when the position of the slab is changed in relation to the steel profile. The resulting system can achieves spans ranging 5 to 9 m [1] with high fire resistance [2]. Despite the structural benefits very interesting of the composite slim floor systems, have been a few studies about this type of flooring, especially concerning tests. In this context, Lawson et al. [3] conducted a serious of tests on partially encased composite beams and present analytical models to predict the bending moment resistance and the steel-concrete shear bond strength. The procedure proposed by Lawson et al. [3] taken into account two stages: the construction stage in which the steel profile supports the weight of the concrete slab and other construction

loads and the composite beam that occurs after the concrete cured and the composite section is formed by the steel profile and the concrete slab. Ramos [4] developed a numerical model and this model was verified by the experimental results of Lawson et al. [3] to validate the numerical approach. A parametric study was carried out to investigate the influence of concrete strength, the thickness of concrete on the steel profile and the reinforcement ratio. The results showed little difference of the moment capacity due to the increase on the concrete strength of slab. On the other hand, it was recorded a direct relation between the depth of concrete on the steel beam and the moment capacity. Regarding to the reinforcement ratio, higher ratios reduce the cracking especially on the application region [4].

Headed shear studs welded on the top flange connect the concrete slabs to the steel beam to form the conventional composite beams. The overall depth of the composite slim floor is increased if headed shear studs are welded on the top flange. Therefore, in this type of composite floor is necessary to investigate other positions for the shear connectors. An experimental study [5] investigated innovative positions for the headed shear studs in partially encased composite beams. Three composite beams were tested and the headed studs were welded in two positions: vertically on the bottom flange and horizontally on the faces of the web. Also was tested a reference specimen without headed studs [5]. Comparing with the reference specimen, the most remarkable position seems to be the headed studs vertically welded on the bottom flange because in this case it was recorded higher bending moment capacity and lower concrete-steel [5]. Wang et al. [6] also investigated the influence of the reinforcement ratio and conducted a series of tests. The variation on the reinforcement ratio had little influence on the flexural stiffness but when the ratio was increased, it was observed higher bending moment capacity.

Many manufactured and prefabricated members form the composite slim floor systems and due this, there is no monolithic connections as in the reinforced concrete structures. For this reason, the connection can be designed taking into account aspects as the performance and the moment capacity necessaries to the adequate global and local behavior of the structure.



(a) Conventional composite floor

### Figure 1 Configuration of composite floor Font: Authors



(b) Slim floor system

The strength, ductility and stiffness of the steel connections can be significantly improved by composite action i.e., considering the contribution of the concrete slab in the moments transfer. Therefore, in a composite connection the reinforcing bars of the concrete slab contribute to the moment transfer. Previous study have shown even beam-to-column pinned connections possess some degree moment capacity and rotational stiffness. This occurs because the reinforcing bars of concrete slab offer already continuity and contribute to increase the strength and stiffness of ordinary steel frames even the [7].

The current version of the Brazilian Standard Code [8] introduces a series of recommendations to evaluate the moment resistance, the rotation capacity and the stiffness of composite beam-column connection. However, the specific details of connections included in the standard code are: flush endplate joint, seating cleat with double web cleats joint and seating cleat joint. For all these specific connection details, it were considered steel columns and composite slab or reinforced concrete slab but for both, the slab rests on the top flange of the steel beam (conventional floor, Figure 1a). Therefore, there are not composite beam-column connections considering the concrete-filled steel tube column and the slim floor system and the present study contributes to the decrease this lack of knowledge. The current information about the composite connections in steelconcrete conventional flooring can be adapted for slim floor systems, provided that it have been considered the influence of the connected members and the steel-concrete interaction on the nodal zone [1].

About the connections involving the composite slim floor, an experimental study evaluate the influence of parameters as column type (steel profile or square concrete-filled steel tube column), reinforcing ratio of slab (0.2 and 0.5%) and connection type (T or cruciform connection) on the connection behavior of partial endplate joint [1]. Afterwards a study showed that contribution the of the slab leads to increase of the stiffness and moment capacity of the beam-to-column [9]. Malaska [9] investigated the influence of reinforcement ratio of the slab, shear-to-moment ratio and concrete strength on the beam-column composite connection of the slim floor system. The beam-to-column connection was a shear flat slotted through the wall of the tube column section and bolted to the steel beam web by four bolts in two rows. A concrete-filled rectangular hollow steel section was used as column. The slim floor beam was an asymmetric built-in steel beam section partially encased in the slab. The slab consists of in situ concrete and a profiled metal decking supported on the lower flange of asymmetric steel beam. The com-





### Figure 2

Set up of specimen tested by De Nardin & El Debs [10]

posite behavior was provides by transverse steel bars welded on the top flange of the steel beam for resisting the vertical separation and the shear slip between the steel beam and the concrete slab. These steel bars act as shear connectors and provide the steelconcrete interaction in the slim floor beam. The results showed the concrete strength and the shear-to-moment ratio have no effect on the joint moment-rotation. Considering the values of moment resistance and initial stiffness the tested composite connection was classified as rigid connection and partial resistance [9]. A very important Brazilian study evaluated the composite connection between the composite slim floor and the concrete filled steel tube column [10]. The column was connected to the asymmetric slim floor composite beam using a shear flat plate and three bolts. The composite action was provided by headed studs welded on the lower surface of the top flange of the asymmetric steel beams. Details of the specimen geometry and the main results used to validate the numerical modelling are given in the item 2. The tested composite connection presented nonlinear behavior since the first



### Figure 3

Details of asymmetric slim floor composite beams and composite column [10]. Dimensions: mm

stages of loading, especially after the concrete cracking of the slab was started [10]. The presence of the concrete slab significantly changed the response of the connection improving the force transfer between the composite floor and the column [10].

Although the composite structures have been extensively used in engineering practice, there are a few details of composite connection included in the national and international standard procedures. Another very important point is the beam-to-column connection details not include the composite columns. The study of the beam-tocolumn behavior considering composite slim floors are very rare in both Brazil and other countries.

The summary presented here gives an overview of the lack of studies about composite connections involving composite columns

and asymmetric slim floor composite beams. Furthermore, the few found studies are about the behavior of the asymmetric slim floor composite beams. Therefore, the present study contributes to increase the knowledge about composite connections in which a concrete filled steel tube column is connected to the composite floor by shear steel plate. The main aim is the development of a Finite-Element (FE) numerical approach to predict the composite connection behavior between the slim composite floor and a square composite column. The development and validation of the numerical model is an important step in order to future parametrical studies to increase the results found in the literature. A brief description of the reference test used in the numerical simulation is given in the follow item.



### Figure 4

Reinforcement detailing in the reference experimental model. De Nardin and El Debs [10]

### Table 1

Material mechanical properties, MPa

Co	lumn	Sle	ab	Be	am	Bolt	Plate
Steel	Concrete	Steel	Concrete	Flange	Web	-	-
$f_y = 253$	$f_{c} = 69$	$f_y = 593$	$f_{c} = 30.1$	$f_y = 305$	f <sub>y</sub> = 297	$f_y = 702$	$f_y = 287$
-	$f_{t} = 3.5$	ε <sub>y</sub> = 2.58‰	f <sub>t</sub> = 2.1	f <sub>u</sub> = 420	$f_u = 410$	f <sub>u</sub> = 911	$f_u = 399$
-	$E_{c} = 38090$	-	$E_{c} = 28220$	-	-	-	-
-	-	-	ε <sub>c</sub> = 1.80‰	-	-	-	-

### Table 2

Finite elements used in the numerical model

Finite element	Description	Application
C3D8R	Linear solid element	I-shaped section, steel flat plate, bolts, concrete slab and concrete core of composite column
B31	Beam element, allows axial strains, curvature variation and torsion	Headed studs connectors
T3D2	Bar element – axial strains	Reinforcing bars of the composite slab and composite connection

# 2. Reference experimental result

A very important part of a numerical modelling is to validate and calibrate a numerical procedure to represents a real problem. For this purpose, some experimental results of De Nardin and El Debs [10] were used to verify the degree of accuracy of the numerical models. The tested composite connection was composed by two asymmetric slim floor composite beams, a composite column, and composite slab with profiled steel decking. The steelwork connection consists of a shear flat slotted through the wall of the hollow column section and bolted to the steel beam web using a single row of three bolts (Figure 2). This shear flat plate was not welded to the composite column. The composite column is a square steel tube column filled with C70 concrete (Figure 3a). The height of the column section is 200 mm and the thickness is 6.3 mm.

The composite beams were made of welded asymmetric slim floor beam using A-36 steel (Figure 3b). The quantity and distribution of the headed studs were determined by a specific study [5]. Profiled steel decking Polydeck 59S with 59 mm height were used in the composite slab. These f profiled steel decking were rested on the bottom flange of the I-profile of the composite beam and kept in its position by using small points of weld. The negative reinforcing bars are the responsible for the beam-to-column composite connection. In the present research, the negative reinforcement comprised four  $\phi$ 16 mm and fourteen  $\phi$ 12.5 mm rebars, disposed longitudinally by both sides of the composite column. In the transverse direction,  $\phi$ 5 mm rebars were disposed by both column sides as negative reinforcement in the direction orthogonal to the beams [10] (Figure 4). The shear flat plate details are given in Figure 3d. The slim floor was connected to the composite column by 16 mm ASTM-A325 bolts disposed in a single row (Figure 2). The steel plate was made of ASTM-A325. Table 1 shows the average values of the main mechanical properties of the materials.

Regarding the experimental program, concentrated loads were applied to the beams ends and to the composite column. The load on the column was kept with a constant value of 600 kN during the test (Figure 5). The load applied on the beams ends until the connection ultimate load capacity was reached were controlled using displacement control. The values of composite beam displacements (1V to 6V, Figure 5) and connection rotation were used to validate the numerical model. The rotation was calculated from the displacement measured in the nodal region (1H to 4H, Figure 5).

# 3. Numerical model

The numerical model was developed using the finite element program ABAQUS [11], version 2017. The finite elements presented in Table 2 were used to model each of the components of the reference real scale model (item 2). C3D8R finite element was chosen due to its capacity of performing good results with smaller computational costs and also avoiding the increase of the strength capacity, shear locking effect, that is a fact outlined by different authors [12-15].

The present research made use of more than one finite element when modelling the thickness of bent elements, in order to compensate excessive strain (hourglassing effect), as it was made in Rocha [14]. The headed studs were modelled using beam elements type B31. Such elements represent the reinforcement satisfactorily as far as its behavior are similar to the rebars, resisting mostly to



Figure 5 Points of displacement measurements [10]



Figure 6 Constitutive models for steel elements

axial forces. The influence of the type of finite element or the mesh density on the numerical model answer were no evaluated during the modelling process. The main parameters influencing the composite connection global response are presented subsequently.

### 3.1 Constitutive models

Different concrete and steel constitutive models were evaluated in order to examine the influence of material constitutive models when representing an experimental test. In order to simulate the steel plate and steel section behavior (mono-symmetrical I-shaped tubular section), the models which Axial Stress *vs* Strain relationship are shown in Figure 6 were analyzed: Sherbourne & Bahaari [16] model (Figure 6a), Maggi [17] model (Figure 6b) and perfectly elastoplastic model (Figure 6c). The behavior of shear connectors and bolts was simulated using Sherbourne & Bahaari [16] and Maggi [17] models, besides the perfectly elastoplastic model shown in Figures 6d, 6e and 6c, respectively.

For the reinforcing bars, the perfectly elastoplastic behavior was adopted considering the values of  $\varepsilon_y$  and  $f_y$  given in Table 1 and the ultimate strain ( $\varepsilon_u$ ) of 10‰. The modulus of elasticity was 200 GPa for all steel components. Moreover, nominal stress and strain values were adjusted in accordance with Eurocode 3:2006 [18] in order to consider real stresses and strain.

The strength criterion Concrete Damage Plasticity (CDP) was adopted to simulate the concrete behavior. This model is based on the Plasticity Theory and Damage Mechanics and it simulates the loss of stiffness of concrete after reaching its maximum strength, either under tensile or compressive stresses. This damage model is defined by parameters as angle of dilation ( $\psi$ ), eccentricity (e), viscoplasticity ( $\nu$ ), proportion of distances between hydrostatic axis and tension and compressive strength in biaxial and uniaxial states ( $f_{bo}/f_{co}$ ), Stress vs Strain relationships for tension and compression, and damages under tension and compression. Physically, the angle of dilation represents the internal friction angle of the concrete and its value varies between 36° and 40°.

The eccentricity (e), given by  $f_l f_c$  relationship, is the length (measured along the hydrostatic axis) of the segment between the hyperbole vertex and the intersection of this hyperbole asymptotes [19]. Kirchhof [20] points out that the eccentricity does not have a physical meaning, although it can improve the numerical model convergence. Therefore, its influence on the numerical model was analyzed considering the following values: 0.0697, 0.25 and 0.50. The viscoplasticity (*v*) is the parameter that settles the constitutive equations, improving the convergence of models with materials that can lose stiffness, for example, due to shrinkage. For structures with concrete, the usual value for *v* varies between 0 and

#### Table 3

Constitutive model for the concrete

	Model	Equation				
Tension	Silva [21]	$\sigma$ (MPa)u (mm) $f_{ctm}$ 0,00 $0,60f_{ctm}$ 0,05 $0,30f_{ctm}$ 0,15 $0,05f_{ctm}$ 0,50				
	Carreira & Chu [22]	$\frac{f_t}{f_t'} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_t')}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_t')^{\beta}} \text{ with } \beta = \left[\frac{f_c'}{32,4}\right]^3 + 1,55$				
	Guo [23]	$\varepsilon/\varepsilon_t^{'} \le 1 \qquad \frac{f_t}{f_t^{'}} = 1,2(\varepsilon/\varepsilon_t^{'}) - 0,2(\varepsilon/\varepsilon_t^{'})^6$ $\varepsilon/\varepsilon_t^{'} \ge 1 \qquad \frac{f_t}{f_t^{'}} = \frac{(\varepsilon/\varepsilon_c^{'})}{\alpha_t((\varepsilon/\varepsilon_t^{'}) - 1)^{1/7} + (\varepsilon/\varepsilon_t^{'})} \text{ with } \alpha_t = 0,312 \left(f_t^{'}\right)^2$				
	Model	Equation				
	Eurocode 2:2004 [24]	$\frac{f_c}{f_c'} = \frac{k(\varepsilon/\varepsilon_c) - (\varepsilon/\varepsilon_c)^2}{1 + (k-2).(\varepsilon/\varepsilon_c')} \text{ with } k = \frac{1.05E_{cm} \varepsilon_c' }{f_{cm}}$				
pression	Carreira & Chu [25]	$\frac{f_{c}}{f_{c}^{'}} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})^{\beta}} \text{ with } \beta = \left[\frac{f_{c}^{'}}{32,4}\right]^{3} + 1,55$				
Com	Guo [23]	$\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'} \leq 1  \frac{f_{c}}{f_{c}^{'}} = \alpha_{a} \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}^{'}}\right) + (3 - 2\alpha_{a}) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}^{'}}\right)^{2} + (\alpha_{a} - 2) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}^{'}}\right)^{2} \text{ with } \alpha_{a} = E_{0} \frac{\varepsilon_{c}^{'}}{f_{c}^{'}}$ $\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'} \geq 1  \frac{f_{c}}{f_{c}^{'}} = \frac{(\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})}{\alpha_{d}((\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'}) - 1)^{2} + (\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})} \text{ with } 0 \leq \alpha_{d} \leq \infty$				

0.001; its influence was evaluated considering values of 0.1, 0.01 and 0.001. The manual of the software ABAQUS [11] recommends the adoption of a proportion of distances between the hydrostatic axis and the meridians in the cross section equal to K=2/3, and the relationship  $f_{b0}/f_{c0}$  equal to 1,16.

In order to analyze the influence of the slab's concrete constitutive model in the numerical model response, there were used three constitutive models for tension and compression each, according to Table 3. The concrete core was assumed to have a linear elastic behavior in all analysis, as it has demonstrated a low level of strain during the experimental test.

# 3.2 Coupling, boundary conditions, mesh and loads

In order to represent the physical model and its interfaces, it is necessary to make use of couplings and boundary conditions. Hence, different segments were coupled such as some degree of freedom of an element node were jointed to another element's node. The shear connectors were jointed to the beam section using the command merge, that allows the connection of two pieces resulting in a single piece, even if they are described by several materials and finite elements.

As no separation was observed between bolts' heads and plates, plates and the infilled column concrete core, bolts' nuts and beam section, and tubular section and infilled concrete core, the tie constraint was used between these contact surfaces. The constraint between reinforcement and concrete slab was made using embedded region command, that constrained the translation degrees of freedom of the reinforcement to the slabs'. The behavior of steel and concrete materials was also modeled using embedded region command. This modelling method was used by other researchers in previous studies [15, 16].

Regarding the boundary conditions, in order to model the column

base, the encastre command was used and the rotations and displacements were restrained in all directions. A vertical symmetry plane was considered passing by the center of the concrete infilled column (Figure 7a); the command XSYMM was used for this purpose. Although a specific study about the mesh density influence was not carried out, the connection components were split until regular and coincident meshes were obtained. The creation of meshes was made using the Sweep technique with medial axis algorithm (Figure 7b).

Different from the experimental test, forces were applied only to the beams ends in the numerical model, at a distance of 1,500 mm of the column external face. These forces were incrementally applied with initial value of 0.01, minimum of 1.10E-10 and maximum of 0.1. Even though a compression force of 600 kN was applied to the top of the column during the experimental test, experimental and numerical results show that this force has no influence in the numerical analysis. Hence, this force was eliminated in the final numerical model.

### 3.3 Contact interactions

Considering the contact interactions makes a numerical model much more realistic, however it implies in higher computational costs. The mechanical behavior of contact interactions is characterized by parameters such as the behavior in normal and tangential directions, dumping, damage and fracture. Among them, the most relevant ones for the present research are the behavior in normal and tangential directions to the contact surface. Moreover, since the beam-to-column connection specimen has two different materials, steel and concrete, both steel-steel and steel-concrete interactions are necessary in order to make the model more representative of the test.

In the case of steel-steel interaction, the tangential direction was represented by the frictionless model, with no friction, aiming that



(a) Constraints and boundary conditions

# Figure 7

Symmetry, constraints and finite element mesh



(b) Finite element mesh

Model	Steel	Concrete under compression	Concrete under tension
Model 1	Maggi [17]		
Model 2	Sherbourne & Bahaari [16]	Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]
Model 3	Perfectly elastoplastic		
Model 4		Guo [23]	Guo [23]
Model 5	Maggi [17]	Carreira & Chu [25]	Carreira & Chu [22]
Model 6		Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]
Model 7	Maggi [17]		
Model 8	Sherbourne & Bahaari [16]	Guo [23]	Guo [23]
Model 9	Perfectly elastoplastic		
Model 10		_	—
Model 11	Perfectly elastoplastic	—	—
Model 12		Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]

### Table 4

Constitutive models for steel and concrete considering steel-concrete perfect bond

the contact surfaces slip without restrictions. In the normal direction, the hard model and the augmented Lagrange method of restraint application were adopted, with the possibility of separation of surfaces when subjected to tension and full stress transmission with no penetration when subjected to compression. The steelsteel interaction was considered between the steel plate and the beam web, between bolts and steel plate holes, and between bolts and beam web holes. Concerning the steel-concrete interaction, the tangential direction was characterized by the penalty friction model, with the following variations of coefficient of friction: 0.10, 0.25, 0.50 and 0.75; the normal direction was defined by the same equations of steel-steel interaction.

The steel-concrete interaction was represented in the following contacts: between beam and slab, between slab and steel plate, between the column section and the slab, between the bolts' heads and the slab, and between the bolts' nuts and the slab. It is worth mentioning that, however some values of coefficient of friction considered herein does not have any physical meaning, they are mathematical artifices used as an attempt to approximate the steel-steel and steel-concrete contact representation to the real test behavior. Further comments regarding the values of coefficient of friction adopted in the present research are discussed in item 4.2. The obtained results are presented and discussed hereinafter.

# 4. Results and discussion

The following parameters concerning the numerical model response were evaluated: constitutive models, contact interactions and parameters of Concrete Damage Plasticity (CDP) model. The numerical model validation was made against comparative analysis of Moment *vs* Rotation responses of the present model and the reference experimental model [10]. Hereinafter, the results of each parameter evaluated are presented.

### 4.1 Influence of constitutive models considering perfect bond

In a first stage, the influence of material constitutive models on the numerical response was analyzed. For this purpose, the headed

studs were removed and no contact interaction was introduced to replace it. The condition of perfect bond between components using the tie constraint tool was consequently imposed.

In order to evaluate the steel constitutive model, the Eurocode 2:2004 [24] model was adopted for the concrete in compression and Silva [21] model was adopted for the tensile concrete, as both of them were kept constant. Some parameters of the Concrete Damage Plasticity (CDP) model was remained constant at this stage:  $\psi = 36^{\circ}$ , e=0,0697, v = 0,001, K=2/3 e  $f_{b0}/f_{c0} = 1,16$ . The influence of steel constitutive models was analyzed considering the combinations presented in Table 4 (Models 1 to 3). For all the analysis presented, the behavior of the reinforcing bars was represented using the perfectly elastoplastic constitutive model. A brief description of the main parameters related to the constitutive models is presented in Table 3.

The analysis of the influence of steel constitutive model demonstrated Moment vs Rotation responses (Table 4, Models 1 to 3) with insignificant variation between each other and a behavior with higher strength and stiffness capacity than the physical model. Even that the results were very similar, the multilinear constitutive model of Maggi [17] (Figure 6b), Model 1, was selected from this stage to be applied in further simulations. This choice was based in the advances presented by the aforementioned model in comparison to the others, describing the physical model behavior and showing a linear elastic initial path followed by yielding. Details about these results can be found in Kochem [27].

The next step comprised the evaluation of the concrete constitutive model combining the multilinear model of Maggi [17] for all steel components except for the reinforcement (perfectly elastoplastic model). The constitutive model for itself was analyzed with no variation in the concrete plasticity parameters. The combinations presented in Table 4 (Models 4 to 6) were made in order to choose the most adequate constitutive model for the concrete.

Concerning the results, a great influence of the concrete constitutive model was observed in the numerical model response, different than what was observed in case of steel. The adoption of Eurocode 2:2004 [24] constitutive model combined with Silva [21] – Model 06 – lead to a stiffer behavior in comparison to other combinations. Another important aspect: the combination of models of



### Figure 8



Carreira & Chu [25] and Carreira & Chu [22] – Model 05 – showed some converging issues and the processing was interrupted with approximately 65% of load applied. The graphs corresponding to this stage are shown in Kochem [27].

Considering the results obtained and the constitutive model variations observed for both steel and concrete, a prior selection was made for further analysis: Maggi [17] multilinear constitutive model for steel elements, perfectly elastoplastic model for the reinforcing bars and Guo [23] model for the concrete. Furthermore, perfect bond was considered for all aforementioned analysis, by means of the tie constraint tool and without headed studs. The numerical model presented stiffer behavior than the experimental result. Due



Figure 9 Influence of steel-concrete friction coefficient

this, in the new analyses the headed studs were modelled considering the contact interactions between the components, aiming better representation.

# 4.2 Numerical model with contact interactions considerations

The contact interactions were considered, as described in item 3.3, adopting a steel to concrete coefficient of friction equal to 0.50 – value adopted by Amadio, Bedon & Fasan [15] when simulating composite connections. The shear connectors modelling was made using B31 finite elements, according to item 3, and the behavior of materials was represented by constraining shear connectors to the slab (item 3.2).

The shear connectors modelling and the consideration of contact interactions resulted good agreement between numerical and experimental models (Figure 8). However, the numerical model showed converging issues and the analysis was interrupted for bending moment values much slower than the ultimate experimental bending moment (Figure 8). The global response showed good agreement against the experimental results, indicating the need for small adjustments in order to improve the numerical model convergence (Figure 8).

The influence of the coefficient of friction was evaluated in order to improve the model convergence, considering the values: 0.10, 0.25 and 0.75, besides the value of 0.50 already analyzed. The value of 0.25 was adopted by other authors [13, 28] when simulating composite connections. The choice of 0.75 was made considering it was close to the steel to concrete coefficient of friction adopted by McCormick *et al.* [29], although it seems to be a high value. The obtained results indicate it is not a parameter of great influence in the numerical model response (Figure 9). Besides its small influence, the response with best agreement to the experimental one was achieved when using a coefficient of friction of 0.10. The slightly stiffer result was obtained using the value 0.75. Therefore, the steel to concrete coefficient of friction was adopted as 0.10 for further analysis.

### 4.3 Influence of concrete damage plasticity parameters

Considering that the numerical model now shows good agreement to the experimental one, some parameters of concrete damage model were analyzed in order to achieve responses even closer to the experimental test. It is important to mention that the current numerical model includes shear connectors constrained to the concrete slab using the embedded region command. The steel elements behavior is represented by Maggi [17] multilinear model, the reinforcement is modeled according to the perfectly elastoplastic model, the concrete is modeled according to the model of Guo [23] and the steel to concrete interactions are modeled with 0.10 coefficient of friction.

Some authors relate convergence issues to the limitation of the concrete damage plasticity model when associated to finite elements type C3D8R [20]. Modifying the parameters of concrete plasticity is an alternative to reach better convergence. Hence, two new simulations were carried out varying the following parameters: eccentricity (e), viscoplasticity ( $\upsilon$ ) and angle of dilation ( $\psi$ ).



Figure 10 Influence of the eccentricity parameter (e)

Among these parameters, the eccentricity (e) obtained from the ratio  $f_t / f_c$  does not have any physical meaning, even though its variation consists in a numerical artifice used to adjust concrete damage plasticity model limitations [20]. This option was evaluated considering the following eccentricity values: 0.0697, 0.25 and 0.50 [20]. Insignificant influence of eccentricity in the model's behavior was observed, either for its convergence or for its global response (Figure 10). Therefore, the default value 0.0697 was chosen to the kept for the eccentricity.

Another alternative evaluated to overcome these convergence issues was to make the viscoplastic constitutive equations regularization. It makes the tangential stiffness of the material to be positive for sufficiently small increments. The software adopts the



Figure 11 Influence of viscoplasticity parameter ( $\upsilon$ )

viscoplasticity value as zero as default so that no viscoplastic settling is made. However, this default value lead to serious convergence issues and the analysis was interrupted during the primary load increments.

Aiming to improve the analysis convergence, the following viscoplasticity values were evaluated: 0.10, 0.01 and 0.001. Differently from the eccentricity, viscoplasticity showed great influence in the convergence and global behavior of the composite connection (Figure 11). At the same time, there was a considerable stiffness increment that deviated the numerical and experimental responses (Figure 11). Based on this behavior, the viscoplasticity was kept equal to 0.001 – value that was already used in the previous studies.

The dilation angle of the concrete damage plasticity model was also evaluated in the present research in order to reach better convergence results. It was taken as  $36^{\circ}$ ,  $37^{\circ}$ ,  $38^{\circ}$ ,  $39^{\circ}$  e  $40^{\circ}$  (Figure 12). As the dilation angles was increased the numerical model response showed a slightly stiffer response. Due this, the angle of dilation was kept equal to  $36^{\circ}$ .

# 4.4 Influence of the constitutive model associated to the contact interactions

Since the analysis presented so far in this research did not lead to significant convergence improvement, a new analysis was carried out associating the constitutive models to the contact interactions. In the additional analysis, the constitutive models presented in item 3.1 and the contact interaction – taking the steel to concrete coefficient of friction equal to 0.01 as indicated in item 4.2 – were considered. The first attempt in order to improve convergence consisted in modifying the constitutive model of steel, keeping constant the constitutive model of concrete (Table 4, Models 7 to 9). There was a significant advance in convergence (Figure 13) especially when adopting the perfectly elastoplastic behavior for all of the steel components (Model 9).



Figure 12 Influence of dilation angle ( $\psi$ )



Figure 13 Influence of steel constitutive model considering contact interactions

Once the perfectly elastic-plastic constitutive model was set for all steel components, the next step consisted in analyzing the influence of concrete constitutive model in the numerical model, maintaining constant the parameters of concrete damage plasticity model. In Table 4, the tests using a different concrete constitutive model are presented (Models 10 to 12). The combination of Eurocode 2:2004 [24] and Silva [21] models (Model 12), for concrete in compression and tension respectively, resulted in a very stiff behavior with convergence issues for low levels of applied force (Figure 14). Hence, because of these results (Figure 14), the Guo [23] model was maintained for concrete either in tension or compression.



Figure 14

Influence of concrete constitutive models associated to contact interactions

Because it is in a region of negative bending moment, the connection behavior has great influence of the concrete behavior when subjected to tension. In the constitutive model of Guo [23], the concrete behavior under tension is strongly influenced by the parameter  $\alpha_t$ . It occurs as the increase of this parameter turns the Stress vs Strain descendent curve segment more concave, reducing the connection stiffness. Therefore, aiming to improve the numerical model representation, the following  $\alpha_t$  values were analyzed: 1.38, 4.0, 6.0 and 8.0. The results (Figure 15) show better numerical model response for  $\alpha_t = 0.6$ . For higher values, convergence issues were found and the analysis was interrupted before the plastification of any connection component (Figure 15).

### 4.5 Final numerical model

The numerical model with the best Moment *vs* Rotation curve agreement in comparison to the experimental results has the following characteristics: steel elements with perfectly elastoplastic behavior, concrete constitutive model described as the model of Guo [23] (under tension and compression) and diverse surface interaction with coefficient of friction equal to 0.1. The simulation was interrupted when the numerical model achieved 179.94 kN.m, close to the value achieved during the experimental test (163 kN.m). Due to its strong non-linear behavior, ABNT NBR 8800:2008 [8] and the Eurocode 3:2005 [30] recommend the rotational stiffness to be calculated at 2/3 of maximum bending moment. Hence, taking the experimental model as reference, the values of the main parameters obtained from the curves Moment *vs* Rotation of experimental and numerical models are shown in Table 5.

Since a representative numerical model was defined, it was also possible to analyze the reinforcement strain besides the maximum values of bending moment and rotational stiffness. In the real scale test, the axial strain of negative rebars in the slab was measured and recorded using strain gages, so that the experimental strain could be compared to the numerical strain. When comparing it, it



Figure 15 Influence of  $\alpha_t$  parameter

Model	Ultimate moment (kN.m)	2/3 Ultimate moment (kN.m)	(%)	Rotation (m <sub>rad</sub> )	∆ <b>(%)</b>	Stiffness (kN.m/m <sub>rad</sub> )	∆ (%)
Experimental	163.00	108.67	.0.4	8.90	.21.5	12.21	20.2
Numerical	179.94	119.96	+9.4	12.99	+31.5	9.23	-32.3

### Table 5

Values of bending moment, rotation and stiffness of experimental and numerical models

is possible to notice that the interruption of the simulation occurred for a load level where the reinforcing steel was already showing considerable plastic strains, characterizing adequately the failure mode observed in the experimental model, namely the yielding of negative reinforcement (Figure 16). There is a good agreement between strains observed in the numerical and experimental models considering the analyzed items.

In addition to the strains, it is possible to check the stress distribution in the numerical model and when analyzing the main stresses corresponding to the last load increment, it can be observed that the ultimate reinforcement stress reaches 593 MPa in many of the reinforcement elements (Figure 17). This stress value is identical to the experimental value corresponding to the reinforcement yielding strength. It can also be noticed that the higher stresses occur in the longitudinal rebars closer to the column face and that the stress level reduces as the distance from the symmetrical axis increases. The overview of stresses in the concrete slab (Figure 18) allows the clear identification of both the tension (upper side of slab) and the compression (lower side of slab) regions. In the portion under tension, the maximum stresses were around 1.834 MPa when the simulation was interrupted, indicating that the stresses concrete were near its tensile ultimate stress (Table 1).

Therefore, considering the reinforcement and slab stresses overview (Figures 17 and 18), it is possible to note that the numerical modelling interruption occurred due to the high level of strain and stresses in many rebars, corresponding to the yielding of rebars,



Figure 16 Moment *vs.* Reinforcing bars strains behavior

that is the same failure mode observed in the experimental test [10]. The overview of stresses in the concrete and reinforcement validate the good representation of numerical results when compared to the experimental ones. Whereas, the stress levels measured in the steel beam profile (Figure 19a) and in the steel plate (Figure 19b) are much smaller than the steel yield strength (Table 1), indicating that these components were not very demanded. This was also observed in the test [10].

Due to good agreement in global and local levels (Figures 15 and 16) and failure mode good representation, the numerical model developed in this research was validated for representing the experimental behavior [10]. In conclusion, the validated numerical model is characterized by steel elements represented using perfectly elastoplastic behavior and strength values according to Table 1, constitutive model of Guo [23] for the concrete and parameters of plasticity according to Table 3, contact interactions according item 3.3 and steel-concrete friction coefficient of 0.1. The constraint of reinforcement and concrete slab and the materials behavior were represented using embedded region command.



Figure 17 Overview of principal stresses in the reinforcing bars



Figure 18 Overview of principal stresses on the concrete slab for the last load increment



### Figure 19

Final overview of the principal stresses in the beam and steel plate

# 5. Conclusions

Studies about composite slim floor systems are usually addresses in the behavior of the partially encased composite beams. Additionally, most of the researches until now are limited to beam-to-column composite connections with steel columns and conventional composite beams. Researches on the structural behavior of composite connection between concrete filled steel tube columns and composite beams are very rare and, more rarely, studies about composite connections with composite columns and slim floor beams.

The main aim of the present study was the development of a numerical modelling to represents the Moment vs. Rotation behavior of the beam-to-column composite connection with concrete filled steel tube column and slim floor composite beams. This is a complicate numerical model due to the number of components, several steel-concrete interactions and the non-linearity behavior of the materials. The numerical modelling results shown the perfect bond was not a good approach to represents the connection behavior and it was necessary to introduce several contact interaction. The influence of the concrete model was very significant and the first results showed that the headed studs have to be represented to improve the numerical response. The contact interactions were included in the numerical model and the numerical response has a good agreement with the experimental results however, there were some problems of convergence. These convergence problems were solved changing some parameters of the concrete damage plasticity and the results showed the insignificant influence of the eccentricity and dilatation angle for both convergence and connection behavior. On the other hand, the convergence was improved for high values of viscosity; however, the stiffness of the numerical model was higher than the experimental value. Finally, the convergence problem was solved when it was adopted the elasticperfectly plastic model for all steel components. The steel-concrete composite behavior was better represented by Embedded Region. Therefore, a numerical model was validate against experimental results and this numerical approach can be used to represents the beam-to-column behavior with square concrete filled steel tube column and slim composite floor beams. This approach also can be used in future parametric analyses considering several materials strengths, reinforcement ratios and geometries of components.

# 6. Acknowledgements

The authors are grateful to *Fapesp – Fundação de Amparo* à *Pesquisa do Estado de São Paulo –* for the financial support given to the realization of the experimental test (Fapesp process no. 2002/14209-4).

### 7. References

- BERNUZZI, C.; GADOTTI, F.; ZANDONINI, R. Semicontinuity in slim floor steel-concrete composite systems. *In*: Proceedings of the 1<sup>st</sup> European Conference on Steel Structures. 1995, Athens, p. 287-294.
- [2] MA, Z.; MAKELAINEN, P. Behaviour of composite slim floor structures in fire. Journal of Structural Engineering, v. 126, n. 7, 2000; p. 830–837.
- [3] LAWSON, R. M.; MULLETT, D. L.; RACKHAM, J. W. Design of Asymmetric "Slimflor" Beams using Deep Composite Decking. The Steel Construction Institute, Publication 175, 1997.
- [4] RAMOS, A. L. Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura, São Carlos, 2012, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 138 p.
- [5] DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, n. 2, 2009; p. 342–350.
- [6] WANG, Y.; LU, Y.; SHI, Y.; ZHANG, R. Loading capacity of composite slim frame beams. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, n. 3, 2009; p. 650–661.
- [7] PUHALI, R.; SMOTLAK, I.; ZANDONINI ,R. Semi-rigid composite action: experimental analysis and suitable model. Journal of Constructional Steel Research, v. 15, 1990; p. 121–151.

- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800:2008. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [9] MALASKA, M. Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors, Helsinki, 2000, Thesis (Doctorate) - Helsinki University of Technology, 102 p.
- [10] DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Composite connections in slim-floor system: An experimental study. Journal of Constructional Steel Research, v. 68, n. 1, 2012; p. 78–88.
- [11] ABAQUS. Software Documentation. Version 6.17 by SIMULIA.
- [12] FU, F.; LAM, D.; YE, J. Parametric study of semi-rigid composite connection with 3-D finite element approach. Engineering Structures, v. 29, 2007; p. 888–898.
- [13] GIL, B.; GONI, R.; BAYO, E. Experimental and numerical validation of a new design for three-dimensional semi-rigid composite joints. Engineering Structures, v. 48, 2013; p. 55–69.
- [14] ROCHA, F. M. Pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes em situação de incêndio, São Carlos, 2016, Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 262 p.
- [15] AMADIO, C.; BEDON, C.; FASAN, M. Numerical assessment of slab-interaction effects on the behaviour of steelconcrete composite joints. Journal of Constructional Steel Research, v. 139, 2017; p. 397–410.
- [16] SHERBOURNE, A.N.; BAHAARI, M.R. 3D simulation of bolted connections to unstiffened columns – I. T-stub connections. Journal of Constructional Steel Research, v. 40, 1996; p. 169–187.
- [17] MAGGI, Y. I. Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida, Sõ carlos, 2004, Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 269 p.
- [18] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels - EN 1993-1-4, Brussels, 2006.
- [19] JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. Foundations of Civil and Environmental Engineering, v. 06, 2005; p. 53–69.
- [20] KIRCHHOF, L. D. Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio, São Carlos, 2004, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 143 p.
- [21] SILVA, H. P. Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento Tipo Crestbond, Vicoça, 2013, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, 109 p.
- [22] CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for reinforced concrete in tension. ACI Journal, v. 83, 1986; p. 21–28.

- [23] GUO, Z. Principles of reinforced concrete, Oxford: Elsevier, 1ed, 2013, 590p.
- [24] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings – EN 1992-1-1, Brussels, 2004.
- [25] CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. ACI Journal, v. 82, 1985; p. 797–804.
- [26] ATAEI, A.; BRADFORD, M. A.; VALIPOUR, H. R. Moment-rotation model for blind-bolted flush end-plate connections in composite frame structures. Journal Structural Engineering, v.141, 2015; p. 401–421.
- [27] KOCHEM, R. F. F. Modelagem numérica de piso misto de aço e concreto de pequena altura: ênfase à ligação vigapilar, São Carlos, 2018, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, 106 p.
- [28] GIL, B.; BAYO, E. An alternative design for internal and external semi-rigid composite joints. Part II: Finite elemento modelling and analytical study. Engineering Structures, v. 30, 2008; p. 232–246.
- [29] McCORMICK, J.; NAGAE, T.; IKENAGA, M.; ZHANG, P.; KATSUO, M.; NAKASHIMA, M. Investigation of the sliding behavior between steel and mortar for seismic applications in structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, v. 38, 2009; p. 1401–1419.
- [30] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode
   3: Design of structures Part 1-8: Design of joints EN 1993-1-8, Brussels, 2005.

eficientes foram obtidos a partir de ensaios de ligações com vigas em balanço simétricas em relação ao pilar interno.

# 5. Agradecimentos

À CAPES pelo apoio financeiro à segunda autora e à Legran Engenharia pelo fornecimento das vigas e pilares pré-moldados utilizados nos ensaios.

Ao CNPq pelo apoio financeiro ao primeiro autor (Processo: 308720/2018-0)

# 6. Referências

- [1] DOLAN, C. W.; STANTON, J. F.; ANDERSON, R. G. Moment resistant connections and simple connections. PCI Journal, v.32, n.2, p.62-74, 1987.
- [2] SECKIN, M.; FU, H. C. Beam-column connections in precast reinforced concrete construction. ACI Structural Journal, v.87, n.3, p. 252-261, 1990.
- [3] GORGUN, H. Semi-rigid behaviour of connections in precast concrete structures. Thesis (Department of Civil Engineering)-University of Nottingham, United Kingdom, 1997.
- [4] ALCOCER, S.M; CARRANZA, R.; PEREZ-NAVARRETE, D.; MARTINEZ, R. Seismic tests of beam-to-column connections in a precast concrete frame. PCI Journal, v.47, n.3, p.70-89, 2002.
- [5] KHALOO, A.R.; PARASTESH, H. Cyclic loading response of simple-moment resistant precast concrete beam-column connection . ACI Structural Journal, v.100, n.4, p. 440-445, 2003.
- [6] KHALOO, A.R.; PARASTESH, H. Cyclic loading response of precast concrete beam-column connection. ACI Structural Journal, v.100, n.3, p. 291-296, 2003.
- [7] ERTAS, O.; OZDEN, S.; OZTURAN, T. Ductile connections in precast concrete moment resisting frames. PCI Journal, v.51, n.3, p.66-76, 2006.
- [8] HASAN, S.A. Behaviour of discontinuous precast concrete beam-column connections. Thesis (Department of Civil Engineering)-University of Nottingham, United Kingdom, 2011.
- [9] CHOI, H.-K; CHOI, Y.-C; CHOI, S.-C. Development and testing of precast concrete beam-to-column connections. Engineering Structures, 2013, 56:1820-1835.
- [10] IM, H.-J.; PARK, H.-G; EOM, T.-S. Cyclic loading test for reinforced-concrete-emulated-beam-column connection of precast concrete moment frame. ACI Structural Journal, v.110, n.1, p. 115-125, 2013.
- [11] PARASTESH, H.; HAJIRASOULIHA, I.; RAMEZANI, R. A new ductile moment-resisting connection for precast concrete frames in seismic regions: An experimental investigation. Engineering Structures, 2014, 70:144-157.
- [12] YUKSEL, E.; KARADOGAN, H.F.; BAL, I.E.; ILKI, A.; BAL, A.; INCI, P. Seismic behavior of two exterior beamcolumn connections made of normal-strength concrete developed for precast construction. Engineering Structures, 2015, 99:157-172.
- [13] GUAN, D.; GUO, Z.; XIAO, Q.; ZHENG, Y. Experimental

study of a new beam-to column connection for precast concrete frames under reversal cyclic loading. Advances in Structural Engineering, 2016, v.19, n.3, p.529-545.

- [14] BAHRAMI, S.; MADHKHAN, M.; SHIRMOHAMMADI, F.; NAZEMI, N. Behavior of two new moment resisting precast beam to column connections subjected to lateral loading. Engineering Structures, 2017, 132:808-821.
- [15] SOARES, A.M.M. Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações. 181 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.
- [16] FERREIRA, M. A. Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado. 232 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.
- [17] MIOTTO, A.M. Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor. 234 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.
- [18] SOUZA, A.S. Comportamento de elementos pré-moldados de concreto com ligações semi-rígidas. 99 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2006.
- [19] BALDISSERA, A. Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor. 149 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.
- [20] KATAOKA, M.N. Estrudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto. 113 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.
- [21] MOTA, J.E. Contribuição ao projeto de estruturas multipiso reticuladas em concreto pré-moldado. 246 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.
- [22] SAWASAKI, F.Y. Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com almofada de argamassa e chumbador para estruturas de concreto pré-moldado. 188 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.
- [23] TROTTA, A.M. Estudo experimental de uma ligação vigapilar em concreto pré-moldado utilizando perfis metálicos e solda. 101 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2012.
- [24] BACHEGA, L.A. Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido em estruturas pré-moldadas de concreto. 146 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2013.
- [25] HADADE, M.A.S. Comportamento de ligações viga-pilar típicas com continuidade de armadura negativa em



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

# Numerical model of beam-to-column composite connection between slim floor system and composite column

# Modelo numérico de ligação mista viga-pilar entre piso misto de pequena altura e pilar preenchido



R. F. F. KOCHEM a raimundokochem@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-0081-777X

S. DE NARDIN a snardin@ufscar.br https://orcid.org/0000-0002-8736-4987

### Abstract

The slim floor system has been used mainly due to the structural and constructive advantages of it, such as the capacity to overcome large spans with the low height of the composite floor system. There is a lack of finite element modelling researches of composite connections between the slim floor system and columns, especially with the concrete infilled steel tube columns. This paper presents the numerical approach based on the solid modelling, for the simulation of the nonlinear structural behavior of composite connection between partially encased composite beam and concrete infilled steel tube columns; in this model, the composite beam represents the slim floor. The ABAQUS finite element code was used to investigate the behavior of composite connection that consists of a shear steel plate and negative reinforcement of the composite slab. In this paper, the authors discusses the procedures to the numerical model construction including finite elements and boundary conditions. Besides, the influence of stress-strain relationships for concrete and steel and the parameters that defines each model are presented and discussed, as well as the different steel to concrete interface conditions. Based on the results obtained, the effectiveness of the numerical model developed was verified against experimental results showing a good agreement response for the Moment *vs.* Rotation response, as well as the moment resistance of the composite connection.

Keywords: slim floor, composite connections, numerical analisys, shear steel plate, beam-to-column connection.

### Resumo

A utilização do sistema de piso misto de pequena altura, de aço e concreto tem-se dado, principalmente, devido às boas características estruturais e construtivas como a capacidade de vencer vãos consideráveis com baixa altura do sistema laje-viga. Apesar disso, há carência de estudos voltados ao comportamento das ligações entre o sistema de piso de pequena altura e os pilares, sobretudo quando o pilar é misto preenchido. Diante disto, o presente estudo traz uma metodologia para o desenvolvimento de modelo numérico que represente o comportamento de uma ligação mista entre viga mista parcialmente revestida e pilar misto preenchido; a viga mista representa o piso misto de pequena altura. Para tanto foi utilizado o pacote computacional ABAQUS. A ligação mista viga-pilar consiste de chapa passante e armadura negativa da laje mista construção do modelo numérico, desde escolha dos elementos finitos e condições de vinculação, incluindo amplo estudo sobre o efeito dos modelos constitutivos dos materiais e dos parâmetros que definem cada modelo constitutivo dos componentes da ligação mista bem como das diversas interfaces aço-concreto. O modelo numérico mostrou-se bastante robusto e representou de forma satisfatória a resposta Momento vs. Rotação bem como a rigidez inicial e o momento resistente da ligação mista.

Palavras-chave: piso misto de pequena altura, ligações mistas, modelagem numérica, ligação com chapa passante, ligação viga-pilar.

Received: 26 Dec 2018 • Accepted: 14 May 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil.

### 1. Introduction

The association of steel profile and concrete resulting in steelconcrete members reduces the local bucking of steel profile and increases the properties of concrete specially the brittle failure. Therefore, the use of composite members explore the most favorable properties of both, concrete and steel under compression and tension respectively. Besides the fact that the steel-concrete have very good structural properties, the use of this composite structure have positive impact on the constructive process due to the possibility of utilize pre-fabricated components reducing the time labor and construction cost as well as the construction waste. These are examples of composite members: beams, columns, slabs and connections. The steel-concrete composite flooring systems are composed by composite slab and beams and depending where de slab is rest on the beams the system can be conventional or slim. The conventional flooring system consists of a composite slab sitting on the top flange of the beam connecting through the deck by the use of welded shear studs connections. The overall depth of the composite flooring is the sum of the steel profile and composite slab heights (Figure 1a). On the other hand, in the composite slim floor systems the concrete slab sits on the bottom flange of the steel profile reducing the overall depth of the slab-beam system (Figure 1b). Reduction of the overall depth of the composite floor and increase of the local buckling resistance of the steel profile are reached when the position of the slab is changed in relation to the steel profile. The resulting system can achieves spans ranging 5 to 9 m [1] with high fire resistance [2]. Despite the structural benefits very interesting of the composite slim floor systems, have been a few studies about this type of flooring, especially concerning tests. In this context, Lawson et al. [3] conducted a serious of tests on partially encased composite beams and present analytical models to predict the bending moment resistance and the steel-concrete shear bond strength. The procedure proposed by Lawson et al. [3] taken into account two stages: the construction stage in which the steel profile supports the weight of the concrete slab and other construction

loads and the composite beam that occurs after the concrete cured and the composite section is formed by the steel profile and the concrete slab. Ramos [4] developed a numerical model and this model was verified by the experimental results of Lawson et al. [3] to validate the numerical approach. A parametric study was carried out to investigate the influence of concrete strength, the thickness of concrete on the steel profile and the reinforcement ratio. The results showed little difference of the moment capacity due to the increase on the concrete strength of slab. On the other hand, it was recorded a direct relation between the depth of concrete on the steel beam and the moment capacity. Regarding to the reinforcement ratio, higher ratios reduce the cracking especially on the application region [4].

Headed shear studs welded on the top flange connect the concrete slabs to the steel beam to form the conventional composite beams. The overall depth of the composite slim floor is increased if headed shear studs are welded on the top flange. Therefore, in this type of composite floor is necessary to investigate other positions for the shear connectors. An experimental study [5] investigated innovative positions for the headed shear studs in partially encased composite beams. Three composite beams were tested and the headed studs were welded in two positions: vertically on the bottom flange and horizontally on the faces of the web. Also was tested a reference specimen without headed studs [5]. Comparing with the reference specimen, the most remarkable position seems to be the headed studs vertically welded on the bottom flange because in this case it was recorded higher bending moment capacity and lower concrete-steel [5]. Wang et al. [6] also investigated the influence of the reinforcement ratio and conducted a series of tests. The variation on the reinforcement ratio had little influence on the flexural stiffness but when the ratio was increased, it was observed higher bending moment capacity.

Many manufactured and prefabricated members form the composite slim floor systems and due this, there is no monolithic connections as in the reinforced concrete structures. For this reason, the connection can be designed taking into account aspects as the performance and the moment capacity necessaries to the adequate global and local behavior of the structure.



(a) Conventional composite floor

### Figure 1 Configuration of composite floor Font: Authors



(b) Slim floor system

The strength, ductility and stiffness of the steel connections can be significantly improved by composite action i.e., considering the contribution of the concrete slab in the moments transfer. Therefore, in a composite connection the reinforcing bars of the concrete slab contribute to the moment transfer. Previous study have shown even beam-to-column pinned connections possess some degree moment capacity and rotational stiffness. This occurs because the reinforcing bars of concrete slab offer already continuity and contribute to increase the strength and stiffness of ordinary steel frames even the [7].

The current version of the Brazilian Standard Code [8] introduces a series of recommendations to evaluate the moment resistance, the rotation capacity and the stiffness of composite beam-column connection. However, the specific details of connections included in the standard code are: flush endplate joint, seating cleat with double web cleats joint and seating cleat joint. For all these specific connection details, it were considered steel columns and composite slab or reinforced concrete slab but for both, the slab rests on the top flange of the steel beam (conventional floor, Figure 1a). Therefore, there are not composite beam-column connections considering the concrete-filled steel tube column and the slim floor system and the present study contributes to the decrease this lack of knowledge. The current information about the composite connections in steelconcrete conventional flooring can be adapted for slim floor systems, provided that it have been considered the influence of the connected members and the steel-concrete interaction on the nodal zone [1].

About the connections involving the composite slim floor, an experimental study evaluate the influence of parameters as column type (steel profile or square concrete-filled steel tube column), reinforcing ratio of slab (0.2 and 0.5%) and connection type (T or cruciform connection) on the connection behavior of partial endplate joint [1]. Afterwards a study showed that contribution the of the slab leads to increase of the stiffness and moment capacity of the beam-to-column [9]. Malaska [9] investigated the influence of reinforcement ratio of the slab, shear-to-moment ratio and concrete strength on the beam-column composite connection of the slim floor system. The beam-to-column connection was a shear flat slotted through the wall of the tube column section and bolted to the steel beam web by four bolts in two rows. A concrete-filled rectangular hollow steel section was used as column. The slim floor beam was an asymmetric built-in steel beam section partially encased in the slab. The slab consists of in situ concrete and a profiled metal decking supported on the lower flange of asymmetric steel beam. The com-





### Figure 2

Set up of specimen tested by De Nardin & El Debs [10]

posite behavior was provides by transverse steel bars welded on the top flange of the steel beam for resisting the vertical separation and the shear slip between the steel beam and the concrete slab. These steel bars act as shear connectors and provide the steelconcrete interaction in the slim floor beam. The results showed the concrete strength and the shear-to-moment ratio have no effect on the joint moment-rotation. Considering the values of moment resistance and initial stiffness the tested composite connection was classified as rigid connection and partial resistance [9]. A very important Brazilian study evaluated the composite connection between the composite slim floor and the concrete filled steel tube column [10]. The column was connected to the asymmetric slim floor composite beam using a shear flat plate and three bolts. The composite action was provided by headed studs welded on the lower surface of the top flange of the asymmetric steel beams. Details of the specimen geometry and the main results used to validate the numerical modelling are given in the item 2. The tested composite connection presented nonlinear behavior since the first



### Figure 3

Details of asymmetric slim floor composite beams and composite column [10]. Dimensions: mm

stages of loading, especially after the concrete cracking of the slab was started [10]. The presence of the concrete slab significantly changed the response of the connection improving the force transfer between the composite floor and the column [10].

Although the composite structures have been extensively used in engineering practice, there are a few details of composite connection included in the national and international standard procedures. Another very important point is the beam-to-column connection details not include the composite columns. The study of the beam-tocolumn behavior considering composite slim floors are very rare in both Brazil and other countries.

The summary presented here gives an overview of the lack of studies about composite connections involving composite columns

and asymmetric slim floor composite beams. Furthermore, the few found studies are about the behavior of the asymmetric slim floor composite beams. Therefore, the present study contributes to increase the knowledge about composite connections in which a concrete filled steel tube column is connected to the composite floor by shear steel plate. The main aim is the development of a Finite-Element (FE) numerical approach to predict the composite connection behavior between the slim composite floor and a square composite column. The development and validation of the numerical model is an important step in order to future parametrical studies to increase the results found in the literature. A brief description of the reference test used in the numerical simulation is given in the follow item.



### Figure 4

Reinforcement detailing in the reference experimental model. De Nardin and El Debs [10]

### Table 1

Material mechanical properties, MPa

Co	lumn	Sle	ab	Be	am	Bolt	Plate
Steel	Concrete	Steel	Concrete	Flange	Web	-	-
$f_y = 253$	$f_{c} = 69$	$f_y = 593$	$f_{c} = 30.1$	$f_y = 305$	f <sub>y</sub> = 297	$f_y = 702$	$f_y = 287$
-	$f_{t} = 3.5$	ε <sub>y</sub> = 2.58‰	f <sub>t</sub> = 2.1	f <sub>u</sub> = 420	$f_u = 410$	f <sub>u</sub> = 911	$f_u = 399$
-	$E_{c} = 38090$	-	$E_{c} = 28220$	-	-	-	-
-	-	-	ε <sub>c</sub> = 1.80‰	-	-	-	-

### Table 2

Finite elements used in the numerical model

Finite element	Description	Application
C3D8R	Linear solid element	I-shaped section, steel flat plate, bolts, concrete slab and concrete core of composite column
B31	Beam element, allows axial strains, curvature variation and torsion	Headed studs connectors
T3D2	Bar element – axial strains	Reinforcing bars of the composite slab and composite connection

# 2. Reference experimental result

A very important part of a numerical modelling is to validate and calibrate a numerical procedure to represents a real problem. For this purpose, some experimental results of De Nardin and El Debs [10] were used to verify the degree of accuracy of the numerical models. The tested composite connection was composed by two asymmetric slim floor composite beams, a composite column, and composite slab with profiled steel decking. The steelwork connection consists of a shear flat slotted through the wall of the hollow column section and bolted to the steel beam web using a single row of three bolts (Figure 2). This shear flat plate was not welded to the composite column. The composite column is a square steel tube column filled with C70 concrete (Figure 3a). The height of the column section is 200 mm and the thickness is 6.3 mm.

The composite beams were made of welded asymmetric slim floor beam using A-36 steel (Figure 3b). The quantity and distribution of the headed studs were determined by a specific study [5]. Profiled steel decking Polydeck 59S with 59 mm height were used in the composite slab. These f profiled steel decking were rested on the bottom flange of the I-profile of the composite beam and kept in its position by using small points of weld. The negative reinforcing bars are the responsible for the beam-to-column composite connection. In the present research, the negative reinforcement comprised four  $\phi$ 16 mm and fourteen  $\phi$ 12.5 mm rebars, disposed longitudinally by both sides of the composite column. In the transverse direction,  $\phi$ 5 mm rebars were disposed by both column sides as negative reinforcement in the direction orthogonal to the beams [10] (Figure 4). The shear flat plate details are given in Figure 3d. The slim floor was connected to the composite column by 16 mm ASTM-A325 bolts disposed in a single row (Figure 2). The steel plate was made of ASTM-A325. Table 1 shows the average values of the main mechanical properties of the materials.

Regarding the experimental program, concentrated loads were applied to the beams ends and to the composite column. The load on the column was kept with a constant value of 600 kN during the test (Figure 5). The load applied on the beams ends until the connection ultimate load capacity was reached were controlled using displacement control. The values of composite beam displacements (1V to 6V, Figure 5) and connection rotation were used to validate the numerical model. The rotation was calculated from the displacement measured in the nodal region (1H to 4H, Figure 5).

# 3. Numerical model

The numerical model was developed using the finite element program ABAQUS [11], version 2017. The finite elements presented in Table 2 were used to model each of the components of the reference real scale model (item 2). C3D8R finite element was chosen due to its capacity of performing good results with smaller computational costs and also avoiding the increase of the strength capacity, shear locking effect, that is a fact outlined by different authors [12-15].

The present research made use of more than one finite element when modelling the thickness of bent elements, in order to compensate excessive strain (hourglassing effect), as it was made in Rocha [14]. The headed studs were modelled using beam elements type B31. Such elements represent the reinforcement satisfactorily as far as its behavior are similar to the rebars, resisting mostly to



Figure 5 Points of displacement measurements [10]



Figure 6 Constitutive models for steel elements

axial forces. The influence of the type of finite element or the mesh density on the numerical model answer were no evaluated during the modelling process. The main parameters influencing the composite connection global response are presented subsequently.

### 3.1 Constitutive models

Different concrete and steel constitutive models were evaluated in order to examine the influence of material constitutive models when representing an experimental test. In order to simulate the steel plate and steel section behavior (mono-symmetrical I-shaped tubular section), the models which Axial Stress *vs* Strain relationship are shown in Figure 6 were analyzed: Sherbourne & Bahaari [16] model (Figure 6a), Maggi [17] model (Figure 6b) and perfectly elastoplastic model (Figure 6c). The behavior of shear connectors and bolts was simulated using Sherbourne & Bahaari [16] and Maggi [17] models, besides the perfectly elastoplastic model shown in Figures 6d, 6e and 6c, respectively.

For the reinforcing bars, the perfectly elastoplastic behavior was adopted considering the values of  $\varepsilon_y$  and  $f_y$  given in Table 1 and the ultimate strain ( $\varepsilon_u$ ) of 10‰. The modulus of elasticity was 200 GPa for all steel components. Moreover, nominal stress and strain values were adjusted in accordance with Eurocode 3:2006 [18] in order to consider real stresses and strain.

The strength criterion Concrete Damage Plasticity (CDP) was adopted to simulate the concrete behavior. This model is based on the Plasticity Theory and Damage Mechanics and it simulates the loss of stiffness of concrete after reaching its maximum strength, either under tensile or compressive stresses. This damage model is defined by parameters as angle of dilation ( $\psi$ ), eccentricity (e), viscoplasticity ( $\nu$ ), proportion of distances between hydrostatic axis and tension and compressive strength in biaxial and uniaxial states ( $f_{bo}/f_{co}$ ), Stress vs Strain relationships for tension and compression, and damages under tension and compression. Physically, the angle of dilation represents the internal friction angle of the concrete and its value varies between 36° and 40°.

The eccentricity (e), given by  $f_l f_c$  relationship, is the length (measured along the hydrostatic axis) of the segment between the hyperbole vertex and the intersection of this hyperbole asymptotes [19]. Kirchhof [20] points out that the eccentricity does not have a physical meaning, although it can improve the numerical model convergence. Therefore, its influence on the numerical model was analyzed considering the following values: 0.0697, 0.25 and 0.50. The viscoplasticity (*v*) is the parameter that settles the constitutive equations, improving the convergence of models with materials that can lose stiffness, for example, due to shrinkage. For structures with concrete, the usual value for *v* varies between 0 and

#### Table 3

Constitutive model for the concrete

	Model	Equation				
Tension	Silva [21]	$\sigma$ (MPa)u (mm) $f_{ctm}$ 0,00 $0,60f_{ctm}$ 0,05 $0,30f_{ctm}$ 0,15 $0,05f_{ctm}$ 0,50				
	Carreira & Chu [22]	$\frac{f_t}{f_t'} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_t')}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_t')^{\beta}} \text{ with } \beta = \left[\frac{f_c'}{32,4}\right]^3 + 1,55$				
	Guo [23]	$\varepsilon/\varepsilon_t^{'} \le 1 \qquad \frac{f_t}{f_t^{'}} = 1,2(\varepsilon/\varepsilon_t^{'}) - 0,2(\varepsilon/\varepsilon_t^{'})^6$ $\varepsilon/\varepsilon_t^{'} \ge 1 \qquad \frac{f_t}{f_t^{'}} = \frac{(\varepsilon/\varepsilon_c^{'})}{\alpha_t((\varepsilon/\varepsilon_t^{'}) - 1)^{1/7} + (\varepsilon/\varepsilon_t^{'})} \text{ with } \alpha_t = 0,312 \left(f_t^{'}\right)^2$				
	Model	Equation				
	Eurocode 2:2004 [24]	$\frac{f_c}{f_c'} = \frac{k(\varepsilon/\varepsilon_c) - (\varepsilon/\varepsilon_c)^2}{1 + (k-2).(\varepsilon/\varepsilon_c')} \text{ with } k = \frac{1.05E_{cm} \varepsilon_c' }{f_{cm}}$				
pression	Carreira & Chu [25]	$\frac{f_{c}}{f_{c}^{'}} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})^{\beta}} \text{ with } \beta = \left[\frac{f_{c}^{'}}{32,4}\right]^{3} + 1,55$				
Com	Guo [23]	$\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'} \leq 1  \frac{f_{c}}{f_{c}^{'}} = \alpha_{a} \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}^{'}}\right) + (3 - 2\alpha_{a}) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}^{'}}\right)^{2} + (\alpha_{a} - 2) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}^{'}}\right)^{2} \text{ with } \alpha_{a} = E_{0} \frac{\varepsilon_{c}^{'}}{f_{c}^{'}}$ $\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'} \geq 1  \frac{f_{c}}{f_{c}^{'}} = \frac{(\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})}{\alpha_{d}((\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'}) - 1)^{2} + (\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})} \text{ with } 0 \leq \alpha_{d} \leq \infty$				

0.001; its influence was evaluated considering values of 0.1, 0.01 and 0.001. The manual of the software ABAQUS [11] recommends the adoption of a proportion of distances between the hydrostatic axis and the meridians in the cross section equal to K=2/3, and the relationship  $f_{b0}/f_{c0}$  equal to 1,16.

In order to analyze the influence of the slab's concrete constitutive model in the numerical model response, there were used three constitutive models for tension and compression each, according to Table 3. The concrete core was assumed to have a linear elastic behavior in all analysis, as it has demonstrated a low level of strain during the experimental test.

# 3.2 Coupling, boundary conditions, mesh and loads

In order to represent the physical model and its interfaces, it is necessary to make use of couplings and boundary conditions. Hence, different segments were coupled such as some degree of freedom of an element node were jointed to another element's node. The shear connectors were jointed to the beam section using the command merge, that allows the connection of two pieces resulting in a single piece, even if they are described by several materials and finite elements.

As no separation was observed between bolts' heads and plates, plates and the infilled column concrete core, bolts' nuts and beam section, and tubular section and infilled concrete core, the tie constraint was used between these contact surfaces. The constraint between reinforcement and concrete slab was made using embedded region command, that constrained the translation degrees of freedom of the reinforcement to the slabs'. The behavior of steel and concrete materials was also modeled using embedded region command. This modelling method was used by other researchers in previous studies [15, 16].

Regarding the boundary conditions, in order to model the column

base, the encastre command was used and the rotations and displacements were restrained in all directions. A vertical symmetry plane was considered passing by the center of the concrete infilled column (Figure 7a); the command XSYMM was used for this purpose. Although a specific study about the mesh density influence was not carried out, the connection components were split until regular and coincident meshes were obtained. The creation of meshes was made using the Sweep technique with medial axis algorithm (Figure 7b).

Different from the experimental test, forces were applied only to the beams ends in the numerical model, at a distance of 1,500 mm of the column external face. These forces were incrementally applied with initial value of 0.01, minimum of 1.10E-10 and maximum of 0.1. Even though a compression force of 600 kN was applied to the top of the column during the experimental test, experimental and numerical results show that this force has no influence in the numerical analysis. Hence, this force was eliminated in the final numerical model.

### 3.3 Contact interactions

Considering the contact interactions makes a numerical model much more realistic, however it implies in higher computational costs. The mechanical behavior of contact interactions is characterized by parameters such as the behavior in normal and tangential directions, dumping, damage and fracture. Among them, the most relevant ones for the present research are the behavior in normal and tangential directions to the contact surface. Moreover, since the beam-to-column connection specimen has two different materials, steel and concrete, both steel-steel and steel-concrete interactions are necessary in order to make the model more representative of the test.

In the case of steel-steel interaction, the tangential direction was represented by the frictionless model, with no friction, aiming that



(a) Constraints and boundary conditions

# Figure 7

Symmetry, constraints and finite element mesh



(b) Finite element mesh

Model	Steel	Concrete under compression	Concrete under tension
Model 1	Maggi [17]		
Model 2	Sherbourne & Bahaari [16]	Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]
Model 3	Perfectly elastoplastic		
Model 4		Guo [23]	Guo [23]
Model 5	Maggi [17]	Carreira & Chu [25]	Carreira & Chu [22]
Model 6		Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]
Model 7	Maggi [17]		
Model 8	Sherbourne & Bahaari [16]	Guo [23]	Guo [23]
Model 9	Perfectly elastoplastic		
Model 10		_	—
Model 11	Perfectly elastoplastic	—	—
Model 12		Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]

### Table 4

Constitutive models for steel and concrete considering steel-concrete perfect bond

the contact surfaces slip without restrictions. In the normal direction, the hard model and the augmented Lagrange method of restraint application were adopted, with the possibility of separation of surfaces when subjected to tension and full stress transmission with no penetration when subjected to compression. The steelsteel interaction was considered between the steel plate and the beam web, between bolts and steel plate holes, and between bolts and beam web holes. Concerning the steel-concrete interaction, the tangential direction was characterized by the penalty friction model, with the following variations of coefficient of friction: 0.10, 0.25, 0.50 and 0.75; the normal direction was defined by the same equations of steel-steel interaction.

The steel-concrete interaction was represented in the following contacts: between beam and slab, between slab and steel plate, between the column section and the slab, between the bolts' heads and the slab, and between the bolts' nuts and the slab. It is worth mentioning that, however some values of coefficient of friction considered herein does not have any physical meaning, they are mathematical artifices used as an attempt to approximate the steel-steel and steel-concrete contact representation to the real test behavior. Further comments regarding the values of coefficient of friction adopted in the present research are discussed in item 4.2. The obtained results are presented and discussed hereinafter.

# 4. Results and discussion

The following parameters concerning the numerical model response were evaluated: constitutive models, contact interactions and parameters of Concrete Damage Plasticity (CDP) model. The numerical model validation was made against comparative analysis of Moment *vs* Rotation responses of the present model and the reference experimental model [10]. Hereinafter, the results of each parameter evaluated are presented.

### 4.1 Influence of constitutive models considering perfect bond

In a first stage, the influence of material constitutive models on the numerical response was analyzed. For this purpose, the headed

studs were removed and no contact interaction was introduced to replace it. The condition of perfect bond between components using the tie constraint tool was consequently imposed.

In order to evaluate the steel constitutive model, the Eurocode 2:2004 [24] model was adopted for the concrete in compression and Silva [21] model was adopted for the tensile concrete, as both of them were kept constant. Some parameters of the Concrete Damage Plasticity (CDP) model was remained constant at this stage:  $\psi = 36^{\circ}$ , e=0,0697, v = 0,001, K=2/3 e  $f_{b0}/f_{c0} = 1,16$ . The influence of steel constitutive models was analyzed considering the combinations presented in Table 4 (Models 1 to 3). For all the analysis presented, the behavior of the reinforcing bars was represented using the perfectly elastoplastic constitutive model. A brief description of the main parameters related to the constitutive models is presented in Table 3.

The analysis of the influence of steel constitutive model demonstrated Moment vs Rotation responses (Table 4, Models 1 to 3) with insignificant variation between each other and a behavior with higher strength and stiffness capacity than the physical model. Even that the results were very similar, the multilinear constitutive model of Maggi [17] (Figure 6b), Model 1, was selected from this stage to be applied in further simulations. This choice was based in the advances presented by the aforementioned model in comparison to the others, describing the physical model behavior and showing a linear elastic initial path followed by yielding. Details about these results can be found in Kochem [27].

The next step comprised the evaluation of the concrete constitutive model combining the multilinear model of Maggi [17] for all steel components except for the reinforcement (perfectly elastoplastic model). The constitutive model for itself was analyzed with no variation in the concrete plasticity parameters. The combinations presented in Table 4 (Models 4 to 6) were made in order to choose the most adequate constitutive model for the concrete.

Concerning the results, a great influence of the concrete constitutive model was observed in the numerical model response, different than what was observed in case of steel. The adoption of Eurocode 2:2004 [24] constitutive model combined with Silva [21] – Model 06 – lead to a stiffer behavior in comparison to other combinations. Another important aspect: the combination of models of



### Figure 8



Carreira & Chu [25] and Carreira & Chu [22] – Model 05 – showed some converging issues and the processing was interrupted with approximately 65% of load applied. The graphs corresponding to this stage are shown in Kochem [27].

Considering the results obtained and the constitutive model variations observed for both steel and concrete, a prior selection was made for further analysis: Maggi [17] multilinear constitutive model for steel elements, perfectly elastoplastic model for the reinforcing bars and Guo [23] model for the concrete. Furthermore, perfect bond was considered for all aforementioned analysis, by means of the tie constraint tool and without headed studs. The numerical model presented stiffer behavior than the experimental result. Due



Figure 9 Influence of steel-concrete friction coefficient

this, in the new analyses the headed studs were modelled considering the contact interactions between the components, aiming better representation.

# 4.2 Numerical model with contact interactions considerations

The contact interactions were considered, as described in item 3.3, adopting a steel to concrete coefficient of friction equal to 0.50 – value adopted by Amadio, Bedon & Fasan [15] when simulating composite connections. The shear connectors modelling was made using B31 finite elements, according to item 3, and the behavior of materials was represented by constraining shear connectors to the slab (item 3.2).

The shear connectors modelling and the consideration of contact interactions resulted good agreement between numerical and experimental models (Figure 8). However, the numerical model showed converging issues and the analysis was interrupted for bending moment values much slower than the ultimate experimental bending moment (Figure 8). The global response showed good agreement against the experimental results, indicating the need for small adjustments in order to improve the numerical model convergence (Figure 8).

The influence of the coefficient of friction was evaluated in order to improve the model convergence, considering the values: 0.10, 0.25 and 0.75, besides the value of 0.50 already analyzed. The value of 0.25 was adopted by other authors [13, 28] when simulating composite connections. The choice of 0.75 was made considering it was close to the steel to concrete coefficient of friction adopted by McCormick *et al.* [29], although it seems to be a high value. The obtained results indicate it is not a parameter of great influence in the numerical model response (Figure 9). Besides its small influence, the response with best agreement to the experimental one was achieved when using a coefficient of friction of 0.10. The slightly stiffer result was obtained using the value 0.75. Therefore, the steel to concrete coefficient of friction was adopted as 0.10 for further analysis.

### 4.3 Influence of concrete damage plasticity parameters

Considering that the numerical model now shows good agreement to the experimental one, some parameters of concrete damage model were analyzed in order to achieve responses even closer to the experimental test. It is important to mention that the current numerical model includes shear connectors constrained to the concrete slab using the embedded region command. The steel elements behavior is represented by Maggi [17] multilinear model, the reinforcement is modeled according to the perfectly elastoplastic model, the concrete is modeled according to the model of Guo [23] and the steel to concrete interactions are modeled with 0.10 coefficient of friction.

Some authors relate convergence issues to the limitation of the concrete damage plasticity model when associated to finite elements type C3D8R [20]. Modifying the parameters of concrete plasticity is an alternative to reach better convergence. Hence, two new simulations were carried out varying the following parameters: eccentricity (e), viscoplasticity ( $\upsilon$ ) and angle of dilation ( $\psi$ ).


Figure 10 Influence of the eccentricity parameter (e)

Among these parameters, the eccentricity (e) obtained from the ratio  $f_t / f_c$  does not have any physical meaning, even though its variation consists in a numerical artifice used to adjust concrete damage plasticity model limitations [20]. This option was evaluated considering the following eccentricity values: 0.0697, 0.25 and 0.50 [20]. Insignificant influence of eccentricity in the model's behavior was observed, either for its convergence or for its global response (Figure 10). Therefore, the default value 0.0697 was chosen to the kept for the eccentricity.

Another alternative evaluated to overcome these convergence issues was to make the viscoplastic constitutive equations regularization. It makes the tangential stiffness of the material to be positive for sufficiently small increments. The software adopts the



Figure 11 Influence of viscoplasticity parameter ( $\upsilon$ )

viscoplasticity value as zero as default so that no viscoplastic settling is made. However, this default value lead to serious convergence issues and the analysis was interrupted during the primary load increments.

Aiming to improve the analysis convergence, the following viscoplasticity values were evaluated: 0.10, 0.01 and 0.001. Differently from the eccentricity, viscoplasticity showed great influence in the convergence and global behavior of the composite connection (Figure 11). At the same time, there was a considerable stiffness increment that deviated the numerical and experimental responses (Figure 11). Based on this behavior, the viscoplasticity was kept equal to 0.001 – value that was already used in the previous studies.

The dilation angle of the concrete damage plasticity model was also evaluated in the present research in order to reach better convergence results. It was taken as  $36^{\circ}$ ,  $37^{\circ}$ ,  $38^{\circ}$ ,  $39^{\circ}$  e  $40^{\circ}$  (Figure 12). As the dilation angles was increased the numerical model response showed a slightly stiffer response. Due this, the angle of dilation was kept equal to  $36^{\circ}$ .

## 4.4 Influence of the constitutive model associated to the contact interactions

Since the analysis presented so far in this research did not lead to significant convergence improvement, a new analysis was carried out associating the constitutive models to the contact interactions. In the additional analysis, the constitutive models presented in item 3.1 and the contact interaction – taking the steel to concrete coefficient of friction equal to 0.01 as indicated in item 4.2 – were considered. The first attempt in order to improve convergence consisted in modifying the constitutive model of steel, keeping constant the constitutive model of concrete (Table 4, Models 7 to 9). There was a significant advance in convergence (Figure 13) especially when adopting the perfectly elastoplastic behavior for all of the steel components (Model 9).



Figure 12 Influence of dilation angle ( $\psi$ )



Figure 13 Influence of steel constitutive model considering contact interactions

Once the perfectly elastic-plastic constitutive model was set for all steel components, the next step consisted in analyzing the influence of concrete constitutive model in the numerical model, maintaining constant the parameters of concrete damage plasticity model. In Table 4, the tests using a different concrete constitutive model are presented (Models 10 to 12). The combination of Eurocode 2:2004 [24] and Silva [21] models (Model 12), for concrete in compression and tension respectively, resulted in a very stiff behavior with convergence issues for low levels of applied force (Figure 14). Hence, because of these results (Figure 14), the Guo [23] model was maintained for concrete either in tension or compression.



Figure 14

Influence of concrete constitutive models associated to contact interactions

Because it is in a region of negative bending moment, the connection behavior has great influence of the concrete behavior when subjected to tension. In the constitutive model of Guo [23], the concrete behavior under tension is strongly influenced by the parameter  $\alpha_t$ . It occurs as the increase of this parameter turns the Stress vs Strain descendent curve segment more concave, reducing the connection stiffness. Therefore, aiming to improve the numerical model representation, the following  $\alpha_t$  values were analyzed: 1.38, 4.0, 6.0 and 8.0. The results (Figure 15) show better numerical model response for  $\alpha_t = 0.6$ . For higher values, convergence issues were found and the analysis was interrupted before the plastification of any connection component (Figure 15).

#### 4.5 Final numerical model

The numerical model with the best Moment *vs* Rotation curve agreement in comparison to the experimental results has the following characteristics: steel elements with perfectly elastoplastic behavior, concrete constitutive model described as the model of Guo [23] (under tension and compression) and diverse surface interaction with coefficient of friction equal to 0.1. The simulation was interrupted when the numerical model achieved 179.94 kN.m, close to the value achieved during the experimental test (163 kN.m). Due to its strong non-linear behavior, ABNT NBR 8800:2008 [8] and the Eurocode 3:2005 [30] recommend the rotational stiffness to be calculated at 2/3 of maximum bending moment. Hence, taking the experimental model as reference, the values of the main parameters obtained from the curves Moment *vs* Rotation of experimental and numerical models are shown in Table 5.

Since a representative numerical model was defined, it was also possible to analyze the reinforcement strain besides the maximum values of bending moment and rotational stiffness. In the real scale test, the axial strain of negative rebars in the slab was measured and recorded using strain gages, so that the experimental strain could be compared to the numerical strain. When comparing it, it



Figure 15 Influence of  $\alpha_t$  parameter

Model	Ultimate moment (kN.m)	2/3 Ultimate moment (kN.m)	(%)	Rotation (m <sub>rad</sub> )	∆ <b>(%)</b>	Stiffness (kN.m/m <sub>rad</sub> )	∆ (%)
Experimental	163.00	108.67	.0.4	8.90	.21.5	12.21	20.2
Numerical	179.94	119.96	+9.4	12.99	+31.5	9.23	-32.3

#### Table 5

Values of bending moment, rotation and stiffness of experimental and numerical models

is possible to notice that the interruption of the simulation occurred for a load level where the reinforcing steel was already showing considerable plastic strains, characterizing adequately the failure mode observed in the experimental model, namely the yielding of negative reinforcement (Figure 16). There is a good agreement between strains observed in the numerical and experimental models considering the analyzed items.

In addition to the strains, it is possible to check the stress distribution in the numerical model and when analyzing the main stresses corresponding to the last load increment, it can be observed that the ultimate reinforcement stress reaches 593 MPa in many of the reinforcement elements (Figure 17). This stress value is identical to the experimental value corresponding to the reinforcement yielding strength. It can also be noticed that the higher stresses occur in the longitudinal rebars closer to the column face and that the stress level reduces as the distance from the symmetrical axis increases. The overview of stresses in the concrete slab (Figure 18) allows the clear identification of both the tension (upper side of slab) and the compression (lower side of slab) regions. In the portion under tension, the maximum stresses were around 1.834 MPa when the simulation was interrupted, indicating that the stresses concrete were near its tensile ultimate stress (Table 1).

Therefore, considering the reinforcement and slab stresses overview (Figures 17 and 18), it is possible to note that the numerical modelling interruption occurred due to the high level of strain and stresses in many rebars, corresponding to the yielding of rebars,



Figure 16 Moment *vs.* Reinforcing bars strains behavior

that is the same failure mode observed in the experimental test [10]. The overview of stresses in the concrete and reinforcement validate the good representation of numerical results when compared to the experimental ones. Whereas, the stress levels measured in the steel beam profile (Figure 19a) and in the steel plate (Figure 19b) are much smaller than the steel yield strength (Table 1), indicating that these components were not very demanded. This was also observed in the test [10].

Due to good agreement in global and local levels (Figures 15 and 16) and failure mode good representation, the numerical model developed in this research was validated for representing the experimental behavior [10]. In conclusion, the validated numerical model is characterized by steel elements represented using perfectly elastoplastic behavior and strength values according to Table 1, constitutive model of Guo [23] for the concrete and parameters of plasticity according to Table 3, contact interactions according item 3.3 and steel-concrete friction coefficient of 0.1. The constraint of reinforcement and concrete slab and the materials behavior were represented using embedded region command.



Figure 17 Overview of principal stresses in the reinforcing bars



Figure 18 Overview of principal stresses on the concrete slab for the last load increment



#### Figure 19

Final overview of the principal stresses in the beam and steel plate

#### 5. Conclusions

Studies about composite slim floor systems are usually addresses in the behavior of the partially encased composite beams. Additionally, most of the researches until now are limited to beam-to-column composite connections with steel columns and conventional composite beams. Researches on the structural behavior of composite connection between concrete filled steel tube columns and composite beams are very rare and, more rarely, studies about composite connections with composite columns and slim floor beams.

The main aim of the present study was the development of a numerical modelling to represents the Moment vs. Rotation behavior of the beam-to-column composite connection with concrete filled steel tube column and slim floor composite beams. This is a complicate numerical model due to the number of components, several steel-concrete interactions and the non-linearity behavior of the materials. The numerical modelling results shown the perfect bond was not a good approach to represents the connection behavior and it was necessary to introduce several contact interaction. The influence of the concrete model was very significant and the first results showed that the headed studs have to be represented to improve the numerical response. The contact interactions were included in the numerical model and the numerical response has a good agreement with the experimental results however, there were some problems of convergence. These convergence problems were solved changing some parameters of the concrete damage plasticity and the results showed the insignificant influence of the eccentricity and dilatation angle for both convergence and connection behavior. On the other hand, the convergence was improved for high values of viscosity; however, the stiffness of the numerical model was higher than the experimental value. Finally, the convergence problem was solved when it was adopted the elasticperfectly plastic model for all steel components. The steel-concrete composite behavior was better represented by Embedded Region. Therefore, a numerical model was validate against experimental results and this numerical approach can be used to represents the beam-to-column behavior with square concrete filled steel tube column and slim composite floor beams. This approach also can be used in future parametric analyses considering several materials strengths, reinforcement ratios and geometries of components.

#### 6. Acknowledgements

The authors are grateful to *Fapesp – Fundação de Amparo* à *Pesquisa do Estado de São Paulo –* for the financial support given to the realization of the experimental test (Fapesp process no. 2002/14209-4).

#### 7. References

- BERNUZZI, C.; GADOTTI, F.; ZANDONINI, R. Semicontinuity in slim floor steel-concrete composite systems. *In*: Proceedings of the 1<sup>st</sup> European Conference on Steel Structures. 1995, Athens, p. 287-294.
- [2] MA, Z.; MAKELAINEN, P. Behaviour of composite slim floor structures in fire. Journal of Structural Engineering, v. 126, n. 7, 2000; p. 830–837.
- [3] LAWSON, R. M.; MULLETT, D. L.; RACKHAM, J. W. Design of Asymmetric "Slimflor" Beams using Deep Composite Decking. The Steel Construction Institute, Publication 175, 1997.
- [4] RAMOS, A. L. Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura, São Carlos, 2012, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 138 p.
- [5] DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, n. 2, 2009; p. 342–350.
- [6] WANG, Y.; LU, Y.; SHI, Y.; ZHANG, R. Loading capacity of composite slim frame beams. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, n. 3, 2009; p. 650–661.
- [7] PUHALI, R.; SMOTLAK, I.; ZANDONINI ,R. Semi-rigid composite action: experimental analysis and suitable model. Journal of Constructional Steel Research, v. 15, 1990; p. 121–151.

- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800:2008. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [9] MALASKA, M. Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors, Helsinki, 2000, Thesis (Doctorate) - Helsinki University of Technology, 102 p.
- [10] DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Composite connections in slim-floor system: An experimental study. Journal of Constructional Steel Research, v. 68, n. 1, 2012; p. 78–88.
- [11] ABAQUS. Software Documentation. Version 6.17 by SIMULIA.
- [12] FU, F.; LAM, D.; YE, J. Parametric study of semi-rigid composite connection with 3-D finite element approach. Engineering Structures, v. 29, 2007; p. 888–898.
- [13] GIL, B.; GONI, R.; BAYO, E. Experimental and numerical validation of a new design for three-dimensional semi-rigid composite joints. Engineering Structures, v. 48, 2013; p. 55–69.
- [14] ROCHA, F. M. Pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes em situação de incêndio, São Carlos, 2016, Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 262 p.
- [15] AMADIO, C.; BEDON, C.; FASAN, M. Numerical assessment of slab-interaction effects on the behaviour of steelconcrete composite joints. Journal of Constructional Steel Research, v. 139, 2017; p. 397–410.
- [16] SHERBOURNE, A.N.; BAHAARI, M.R. 3D simulation of bolted connections to unstiffened columns – I. T-stub connections. Journal of Constructional Steel Research, v. 40, 1996; p. 169–187.
- [17] MAGGI, Y. I. Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida, Sõ carlos, 2004, Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 269 p.
- [18] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels - EN 1993-1-4, Brussels, 2006.
- [19] JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. Foundations of Civil and Environmental Engineering, v. 06, 2005; p. 53–69.
- [20] KIRCHHOF, L. D. Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio, São Carlos, 2004, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 143 p.
- [21] SILVA, H. P. Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento Tipo Crestbond, Vicoça, 2013, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, 109 p.
- [22] CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for reinforced concrete in tension. ACI Journal, v. 83, 1986; p. 21–28.

- [23] GUO, Z. Principles of reinforced concrete, Oxford: Elsevier, 1ed, 2013, 590p.
- [24] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings – EN 1992-1-1, Brussels, 2004.
- [25] CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. ACI Journal, v. 82, 1985; p. 797–804.
- [26] ATAEI, A.; BRADFORD, M. A.; VALIPOUR, H. R. Moment-rotation model for blind-bolted flush end-plate connections in composite frame structures. Journal Structural Engineering, v.141, 2015; p. 401–421.
- [27] KOCHEM, R. F. F. Modelagem numérica de piso misto de aço e concreto de pequena altura: ênfase à ligação vigapilar, São Carlos, 2018, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, 106 p.
- [28] GIL, B.; BAYO, E. An alternative design for internal and external semi-rigid composite joints. Part II: Finite elemento modelling and analytical study. Engineering Structures, v. 30, 2008; p. 232–246.
- [29] McCORMICK, J.; NAGAE, T.; IKENAGA, M.; ZHANG, P.; KATSUO, M.; NAKASHIMA, M. Investigation of the sliding behavior between steel and mortar for seismic applications in structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, v. 38, 2009; p. 1401–1419.
- [30] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode
   3: Design of structures Part 1-8: Design of joints EN 1993-1-8, Brussels, 2005.



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

## Numerical model of beam-to-column composite connection between slim floor system and composite column

## Modelo numérico de ligação mista viga-pilar entre piso misto de pequena altura e pilar preenchido



R. F. F. KOCHEM a raimundokochem@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-0081-777X

S. DE NARDIN a snardin@ufscar.br https://orcid.org/0000-0002-8736-4987

#### Abstract

The slim floor system has been used mainly due to the structural and constructive advantages of it, such as the capacity to overcome large spans with the low height of the composite floor system. There is a lack of finite element modelling researches of composite connections between the slim floor system and columns, especially with the concrete infilled steel tube columns. This paper presents the numerical approach based on the solid modelling, for the simulation of the nonlinear structural behavior of composite connection between partially encased composite beam and concrete infilled steel tube columns; in this model, the composite beam represents the slim floor. The ABAQUS finite element code was used to investigate the behavior of composite connection that consists of a shear steel plate and negative reinforcement of the composite slab. In this paper, the authors discusses the procedures to the numerical model construction including finite elements and boundary conditions. Besides, the influence of stress-strain relationships for concrete and steel and the parameters that defines each model are presented and discussed, as well as the different steel to concrete interface conditions. Based on the results obtained, the effectiveness of the numerical model developed was verified against experimental results showing a good agreement response for the Moment *vs.* Rotation response, as well as the moment resistance of the composite connection.

Keywords: slim floor, composite connections, numerical analisys, shear steel plate, beam-to-column connection.

#### Resumo

A utilização do sistema de piso misto de pequena altura, de aço e concreto tem-se dado, principalmente, devido às boas características estruturais e construtivas como a capacidade de vencer vãos consideráveis com baixa altura do sistema laje-viga. Apesar disso, há carência de estudos voltados ao comportamento das ligações entre o sistema de piso de pequena altura e os pilares, sobretudo quando o pilar é misto preenchido. Diante disto, o presente estudo traz uma metodologia para o desenvolvimento de modelo numérico que represente o comportamento de uma ligação mista entre viga mista parcialmente revestida e pilar misto preenchido; a viga mista representa o piso misto de pequena altura. Para tanto foi utilizado o pacote computacional ABAQUS. A ligação mista viga-pilar consiste de chapa passante e armadura negativa da laje mista construção do modelo numérico, desde escolha dos elementos finitos e condições de vinculação, incluindo amplo estudo sobre o efeito dos modelos constitutivos dos materiais e dos parâmetros que definem cada modelo constitutivo dos componentes da ligação mista bem como das diversas interfaces aço-concreto. O modelo numérico mostrou-se bastante robusto e representou de forma satisfatória a resposta Momento vs. Rotação bem como a rigidez inicial e o momento resistente da ligação mista.

Palavras-chave: piso misto de pequena altura, ligações mistas, modelagem numérica, ligação com chapa passante, ligação viga-pilar.

Received: 26 Dec 2018 • Accepted: 14 May 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil.

#### 1. Introdução

Ao associar perfil de aço e concreto para compor um mesmo elemento estrutural misto é observada melhora substancial nas características de fragilidade e baixa resistência do concreto bem como redução das instabilidades locais tão características dos perfis de aço devido à pequena espessura das chapas. Assim, a combinação de aço e concreto na forma de elementos mistos busca arranjar os materiais de forma que o concreto esteja predominantemente sob compressão enquanto o aço esteja sob tração. A associação aço-concreto na forma de elementos mistos tem impacto positivo também sobre o processo construtivo como um todo haja vista que a utilização de elementos estruturais pré--fabricados reduz o trabalho executado em canteiro, o tempo de execução e a geração de resíduos de construção. São exemplos de elementos mistos de aço e concreto, as vigas, os pilares, as lajes e as ligações mistas. O conjunto laje-viga, ambos elementos mistos, é aqui denominado piso misto e, a depender da posição da laje em relação à viga, tem-se o piso misto convencional ou de pequena altura. No primeiro caso, a laje é posicionada sobre o perfil de aço e a altura total do piso é dada soma das alturas da viga e da laje (Figura 1a). Já no piso misto de pequena altura a laje é apoiada sobre a mesa inferior do perfil de aço reduzindo a altura total do conjunto laje-viga (Figura 1b). Essa mudança de posição da laje em relação à viga reduz a altura total do piso misto, aumenta a capacidade resistente do perfil de aço quanto às instabilidades locais pois a laje atua como contenção, resultando num sistema de piso que pode vencer vãos entre 5 e 9m [1], além de apresentar elevada resistência ao fogo [2]. Embora de características estruturais bastante interessantes, o piso misto de pequena altura tem sido pouco investigado nas últimas décadas, sobretudo utilizando a análise experimental. Nesse contexto, resultados de um importante conjunto de ensaios de vigas mistas que compõem o piso misto de pequena altura foram publicados em 1997. Nesse estudo, Lawson et al. [3] utilizaram modelos físicos para determinar o momento fletor resistente, a tensão máxima de aderência

na interface aço-concreto e a rigidez de vigas mistas parcialmente revestidas. Um modelo analítico também foi desenvolvido pelos autores considerando duas etapas: a fase construtiva, na qual apenas a seção de aço resiste às ações e a fase de utilização em que a seção mista resiste às ações. Posteriormente, Ramos [4], a partir dos resultados experimentais de Lawson *et al.* [3], validou um modelo numérico com o qual verificou que a resistência do concreto tem pouca influência no momento resistente; por outro lado, verificou uma relação direta entre a altura da capa de concreto e o momento resistente. Quanto à taxa de armadura na capa de concreto, os resultados numéricos mostraram que taxas mais altas reduzem a fissuração na região de aplicação da carga [4].

Na viga mista convencional, usualmente o comportamento conjunto aço-concreto é promovido por conectores de cisalhamento soldados na mesa superior do perfil de aço. No caso do piso do misto de pequena altura, posicionar o conector sobre o perfil de aço aumentaria a altura total do sistema de piso misto. Assim, um estudo experimental realizado no Brasil avaliou posições alternativas para os conectores de cisalhamento em vigas de pisos mistos de pequena altura [5]. Para isso foram ensaiadas três vigas mistas parcialmente revestidas com conectores tipo pino com cabeça soldados em duas posições distintas: horizontalmente na alma e verticalmente na mesa inferior; um modelo de referência, sem conectores, foi ensaiado com o intuito de avaliar a contribuição dos conectores para o comportamento conjunto [5]. Em comparação com o modelo de referência, os conectores soldados na mesa inferior resultam em aumento da capacidade resistente à flexão e redução do escorregamento relativo aço-concreto [5]. A exemplo de Ramos [4], a influência da taxa de armadura da laje também foi investigada por Wang et al. [6], porém utilizando modelos físicos. Os resultados mostraram pouca influência da variação na taxa de armadura sobre a rigidez à flexão da viga mista do piso misto de pequena altura [6]. Contudo, sua influência é significativa para a capacidade resistente a flexão havendo relação direta entre o aumento da taxa de armadura e do momento resistente.

Por se tratar de um sistema em que grande parte dos elementos são industrializados, o sistema misto de aço e concreto não



a) Piso misto convencional

#### Figura 1

Configurações do piso misto de aço e concreto Fonte: os autores



b) Piso misto de pequena altura

apresenta o monolitismo natural das estruturas de concreto armado moldadas in loco; por isso, a ligação deve ser concebida de forma a apresentar o desempenho e a capacidade resistente necessários ao comportamento global e local da estrutura. No projeto de ligações viga-pilar envolvendo elementos mistos é possível considerar a contribuição da laje, ou melhor, da armadura negativa da laje, na transmissão do momento negativo; esse tipo de ligação é denominado ligação mista. Alguns autores destacam que a laje promove, naturalmente, certo grau de continuidade estrutural e isso resulta em aumento da capacidade resistente e da rigidez da ligação, mesmo quando o detalhe de ligação viga-pilar não constitui uma ligação com transferência de momento fletor [7]. A atual versão da norma brasileira ABNT NBR 8800 [8] traz um conjunto de recomendações para a determinação do momento resistente, da rigidez e da capacidade de rotação para ligações mistas denominadas pré-qualificadas. Os detalhes de ligação contemplados são: chapa de extremidade de altura total, cantoneira de assento e cantoneira de alma e de assento. Para esses detalhes pré-qualificados, o pilar considerado é de aço e a laje pode ser maciça ou mista de aço e concreto, mas sempre posicionada sobre o perfil (piso convencional, Figura 1a). Portanto, nenhum dos detalhes de ligação pré-qualificados contempla o pilar misto ou a viga do piso

misto de pequena altura. É nessa lacuna de conhecimento que o presente estudo se insere pois aborda a modelagem numérica de um detalhe de ligação mista envolvendo o pilar preenchido e o piso misto de pequena altura.

O conhecimento já existente sobre as ligações em pisos mistos convencionais pode ser adaptado ao piso misto de pequena altura, mas com as devidas modificações para levar em conta a influência do comportamento dos elementos conectados, as interações entre os elementos na zona nodal e o embutimento da viga na laje de concreto [1]. No contexto das ligações envolvendo o piso misto de pequena altura, um estudo experimental avaliou a influência de parâmetros como o tipo de pilar (pilar de aço de seção I e pilar preenchido de seção quadrada), a taxa de armadura da laje (entre 0,2 e 0,5%) e a disposição da ligação (cruciforme e em "T") no comportamento de ligações com chapa de extremidade parcial [1]. Houve influência significativa do tipo de pilar na resposta das ligações em "T", sendo que a ligação com pilar misto preenchido apresentou melhor desempenho por conta da contribuição do concreto para a rigidez do conjunto [1]. Estudo posterior verificou a significativa contribuição da laje no comportamento da ligação destacando o aumento da capacidade resistente e da rigidez da ligação [9]. Partindo de uma ligação viga-pilar com chapa passante e duas





#### Figura 2

Configuração do modelo físico de referência ensaiado por De Nardin e El Debs [10]

linhas de parafusos conectando a alma da viga de aço à chapa passante, foi realizado investigação experimental da influência da taxa de armadura da laje, da relação força cortante/momento fletor e da resistência do concreto da laje no comportamento da ligação viga-pilar; o estudo considerou piso misto de pequena altura formado por perfil I monossimétrico e laje mista com fôrma de aço incorporada apoiada sobre a mesa inferior, mais larga, do perfil I [9]. Para promover o comportamento conjunto aço-concreto foram utilizadas barras de aço transversalmente soldadas na face externa da mesa superior do perfil I monossimétrico. Foram observados altos valores de rigidez rotacional e momento resistente e a ligação foi classificada como rígida e de resistência parcial; a resistência do concreto e a relação cortante/momento não afetaram, significativamente, a resposta da ligação [9].

Um estudo pioneiro no Brasil avaliou ligações mistas entre piso misto de pequena altura e pilar preenchido [10]. A ligação pisopilar se dava por uma chapa passante que atravessava o pilar misto e era conectada à alma do perfil monossimétrico de aço por



#### Figura 3

Detalhes da viga monossimétrica e do pilar preenchido [10]. Dimensões em mm

uma única linha de parafusos. O comportamento conjunto entre viga e laje mista foi obtido por meio de conectores pino com cabeça soldados na face inferior da mesa superior do perfil I . Maiores detalhes sobre a geometria desse modelo são dados no item 2 pois seus resultados foram utilizados para validar a modelagem numérica aqui apresentada. A ligação mista apresentou comportamento não linear desde os primeiros estágios de carregamento, principalmente após o início da fissuração do concreto da laje [10]. A presença da laje mista mudou significativamente o comportamento da ligação e teve grande contribuição no mecanismo de transferência de força entre o piso e o pilar [10].

Apesar do sistema misto ganhar cada vez mais espaço na indústria da construção civil, até o momento, poucos são os detalhes de ligações mistas incorporados às normas técnicas nacionais e estrangeiras. Outro aspecto importante é que dentre esses escassos detalhes, nenhum considera o pilar misto. E mais, estudos voltados ao comportamento das ligações viga-pilar considerando pisos mistos de pequena altura são extremamente raros tanto no Brasil quanto no exterior. Esse panorama de escassez de estudos voltados para as ligações mistas envolvendo o pilar misto se agrava ainda mais quando o sistema de piso é do tipo misto de pequena altura pois, nesse caso, os poucos estudos encontrados na literatura se dedicam a explorar o comportamento do piso em si ou da viga mista revestida ou parcialmente revestida. Portanto, o presente estudo colabora para a ampliação do conhecimento sobre as ligações mistas cujos pilares são mistos preenchidos e tem por



#### Figura 4

Disposição das armaduras no modelo físico de referência. De Nardin e El Debs [10]

#### Tabela 1

Propriedades mecânicas dos materiais, em MPa

Pi	ilar	Lc	ıje	Vi	ga	Parafuso	Chapa
Aço	Concreto	Aço	Concreto	Mesa	Alma	-	-
$f_y = 253$	f <sub>c</sub> = 69	$f_y = 593$	$f_{c} = 30, 1$	$f_y = 305$	f <sub>y</sub> = 297	$f_y = 702$	$f_y = 287$
-	f <sub>t</sub> = 3,5	ε <sub>y</sub> = 2,58‰	$f_t = 2, 1$	$f_u = 420$	$f_u = 410$	f <sub>u</sub> = 911	f <sub>u</sub> = 399
-	$E_{c} = 38090$	-	$E_{c} = 28220$	-	-	-	-
-	-	-	ε <sub>c</sub> = 1,80‰	-	-	-	-

#### Tabela 2

Elementos finitos utilizados

Elemento finito	Descrição	Aplicação
C3D8R	Elemento sólido linear	Perfil I, chapa passante, parafusos, laje de concreto e núcleo de concreto do pilar preenchido
B31	Elemento de viga que permite deformações axiais, mudança de curvatura e torção	Conectores de cisalhamento
T3D2	Elemento de barra - deformações axiais	Barras de aço da laje mista e da ligação mista

objetivo desenvolver um modelo numérico que reproduza o comportamento experimental da ligação viga-pilar envolvendo o piso misto de pequena altura e o pilar preenchido de seção quadrada. O desenvolvimento e validação de um modelo numérico como o aqui proposto é fundamental para estudos futuros, voltados para análises paramétricas que permitirão ampliar os resultados e conclusões atualmente encontrados na literatura. A seguir é descrito o modelo físico utilizado na etapa de validação do modelo numérico.

#### 2. Modelo experimental de referência

A validação do modelo numérico é uma etapa imprescindível à utilização da modelagem numérica como ferramenta para estudos científicos. No presente estudo foi utilizado o modelo físico de De Nardin e El Debs [10] para validar o procedimento de modelagem numérica aqui apresentado. O referido modelo físico era composto por dois elementos de viga, um pilar misto preenchido, uma laje mista com fôrma de aço incorporada e uma ligação viga-pilar por meio de uma chapa passante parafusada na alma do perfil I monossimétrico da viga por uma única linha de 3 parafusos (Figura 2). Cabe destacar que o pilar foi preenchido com concreto simples; assim sendo, nenhuma armadura na forma de barras foi utilizada nesse elemento misto. Quanto à chapa passante, nenhuma fixação foi feita em relação ao perfil do pilar preenchido.

O pilar de seção quadrada com 200 mm de lado e perfil com 6,3 mm de espessura tinha uma abertura central por onde passava a chapa passante e foi preenchido com concreto classe C70 (Figura 3a). As vigas mistas eram formadas por perfil I monossimétrico soldado, confeccionado em aço A-36 (Figura 3b); os três furos com diâmetro de 16 mm na alma do perfil foram utilizados para ligar o mesmo à chapa passante. Os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça, com 75 mm de altura pós soldagem e 19 mm de diâmetro, foram posicionados na mesa superior como mostrado na Figura 3b. A posição dos conectores foi determinada em estudo específico [5]. Na laje mista foram utilizadas fôrmas de aço *Polydeck 59S*, com altura de 59 mm. Tais fôrmas foram apoiadas

sobre a mesa inferior do perfil I monossimétrico e mantidas na posição por meio de pontos de solda.

A ligação mista se dá pela contribuição da armadura negativa da laje. No presente estudo, a armadura longitudinal negativa era composta de 4 barras com 16 mm de diâmetro e 14 com diâmetro de 12,5 mm, dispostas longitudinalmente em ambos os lados do pilar misto. Transversalmente ao eixo dos perfis de aço, barras com 5 mm de diâmetro foram distribuídas em ambos os lados do pilar para funcionar como armadura negativa na direção ortogonal às vigas [10] (Figura 4). Detalhes da chapa passante são mostrados na Figura 3d. Parafusos de 16 mm, em aço ASTM A-325, dispostos em uma única linha conectam o piso misto ao pilar preenchido (Figura 2). A chapa passante também foi confeccionada em aço ASTM A-36. A Tabela 1 apresenta os valores médios das principais propriedades mecânicas dos materiais que compõem o modelo físico, determinados experimentalmente.

Quanto ao esquema de ensaio, foram aplicadas forças concentradas nas extremidades das vigas e no pilar; nesse último foi aplicada uma força concentrada de 600 kN mantida constante durante todo o ensaio (Figura 5). Nas vigas foram aplicadas forças crescentes, controladas por deslocamento, até que se esgotasse a capacidade de carga da ligação. Para validação do modelo numérico foram utilizados os valores de deslocamentos verticais das vigas



Figura 5 Pontos de leitura dos deslocamentos [10]





(1V a 6V, Figura 5) e da rotação da ligação; a rotação foi calculada a partir dos deslocamentos horizontais medidos na região nodal (1H a 4H, Figura 5).

#### 3. Modelo numérico

O modelo numérico foi desenvolvido no pacote computacional ABAQUS [11], versão 2017, que permite modelar problemas da engenharia utilizando elementos finitos. Para discretizar cada um dos componentes do modelo físico de referência (item 2) foram utilizados os elementos finitos mostrados na Tabela 2. A esco-Iha do elemento finito C3D8R se deu devido à sua capacidade de fornecer bons resultados com menor custo computacional e evitar o aumento da capacidade resistente, efeito shear locking, fato este destacado por diversos autores [12-15]. Como feito por Rocha [14], no presente estudo também foi utilizado mais de um elemento finito na espessura dos componentes fletidos a fim de compensar as deformações excessivas (efeito hourglassing). Por ser um elemento linear e esbelto, os conectores de cisalhamento foram discretizados com elementos Beam do tipo B31. Quanto à armadura da laje foram utilizados elementos Truss do tipo T3D2. Este tipo de elemento representa a armadura satisfatoriamente por apresentar comportamento semelhante ao das barras de aço, ou seja, resistir predominantemente a esforços axiais. Não foi feita nenhuma avaliação quanto à influência do tipo de elemento finito e nem da densidade da malha na resposta do modelo numérico. A seguir são apresentados os parâmetros cuja influência na resposta global da ligação mista foi avaliada no presente estudo.

#### 3.1 Modelos constitutivos

A fim de avaliar a influência dos modelos constitutivos dos materiais na representação do comportamento do modelo físico foram avaliados diversos modelos tanto para o aço quanto para o concreto. Para representar o comportamento do aço dos perfis (I monossimétrico e seção tubular) e chapa passante foram avaliados os modelos cujas relações Tensão axial *vs*. Deformação axial são apresentadas na Figura 6, sendo eles: modelo utilizado por Sherbourne e Bahaari [16] (Figura 6a), modelo utilizado por Maggi [17] (Figura 6b) e modelo elastoplástico perfeito (Figura 6c). O comportamento dos conectores de cisalhamento e parafusos foi simulado utilizando os modelos utilizados por Sherbourne e Bahaari [16] e Maggi [17], além do modelo elastoplástico perfeito, mostrados, respectivamente em Figura 6d, Figura 6e e Figura 6c.

Para o aço das armaduras foi utilizado o modelo elastoplástico perfeito com valores de  $\varepsilon_y$  e f<sub>y</sub> dados na Tabela 1 e deformação última ( $\varepsilon_u$ ) de 10‰. Para todos os componentes de aço foi adotado módulo de elasticidade igual a 200 GPa. Além disso, os valores

#### Tabela 3

Modelos constitutivos para o concreto

	Modelo	Equação
Tração	Silva [21]	$\sigma$ (MPa)u (mm) $f_{ctm}$ 0,00 $0,60f_{ctm}$ 0,05 $0,30f_{ctm}$ 0,15 $0,05f_{ctm}$ 0,50
	Carreira e Chu [22]	$\frac{f_t}{f_t'} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_t')}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_t')^{\beta}} \operatorname{com} \beta = \left[\frac{f_c'}{32.4}\right]^3 + 1.55$
	Guo [23]	$\varepsilon/\varepsilon_{t}^{'} \leq 1 \qquad \frac{f_{t}}{f_{t}^{'}} = 1, 2(\varepsilon/\varepsilon_{t}^{'}) - 0, 2(\varepsilon/\varepsilon_{t}^{'})^{6}$ $\varepsilon/\varepsilon_{t}^{'} \geq 1 \qquad \frac{f_{t}}{f_{t}^{'}} = \frac{(\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})}{\alpha_{t}((\varepsilon/\varepsilon_{t}^{'}) - 1)^{1.7} + (\varepsilon/\varepsilon_{t}^{'})} \operatorname{com} \alpha_{t} = 0,312 \left(f_{t}^{'}\right)^{2}$
	Modelo	Equação
	Eurocode 2:2004 [24]	$\frac{f_c}{f_c'} = \frac{k(\varepsilon/\varepsilon_c) - (\varepsilon/\varepsilon_c)^2}{1 + (k-2).(\varepsilon/\varepsilon_c')} \operatorname{com} k = \frac{1,05E_{cm} \varepsilon_c' }{f_{cm}}$
Ipressão	Carreira e Chu [25]	$\frac{f_c}{f_c'} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_c)}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_c)^{\beta}} \operatorname{com} \beta = \left[\frac{f_c'}{32.4}\right]^3 + 1,55$
Com	Guo [23]	$\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'} \leq 1  \frac{f_{c}}{f_{c}^{'}} = \alpha_{a} \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}^{'}}\right) + (3 - 2\alpha_{a}) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}^{'}}\right)^{2} + (\alpha_{a} - 2) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}^{'}}\right)^{2}  \text{com } \alpha_{a} = E_{0} \frac{\varepsilon_{c}^{'}}{f_{c}^{'}}$ $\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'} \geq 1  \frac{f_{c}}{f_{c}^{'}} = \frac{(\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})}{\alpha_{d}((\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'}) - 1)^{2} + (\varepsilon/\varepsilon_{c}^{'})}  \text{com } 0 \leq \alpha_{d} \leq \infty$

de tensões e deformações nominais foram corrigidos de acordo com o Eurocode 3:2006 [18] a fim de considerar a tensão e a deformação real.

Para simular o comportamento do concreto foi utilizado o critério de resistência Concrete Damaged Plasticity (CDP), modelo baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano e que simula a perda de rigidez do concreto após atingir sua resistência máxima, tanto na tração quanto na compressão. Os parâmetros que definem esse modelo no pacote computacional utilizado são: ângulo de dilatação ( $\psi$ ), excentricidade (e), viscoplasticidade ( $\upsilon$ ), proporção das distâncias entre o eixo hidrostático e os meridianos de compressão e de tração na seção transversal (K), razão entre a resistência à compressão nos estados biaxial e uniaxial (f<sub>b0</sub>/f<sub>c0</sub>), relação Tensão vs Deformação a tração e a compressão e danos a tração e a compressão. Fisicamente, o ângulo de dilatação (ψ) representa o ângulo de atrito interno do concreto e seu valor varia entre 36° e 40°. A excentricidade (e), dada pela relação f,/f,, é o comprimento (medido ao longo do eixo hidrostático) do segmento entre o vértice da hipérbole e a interseção das assíntotas dessa hipérbole [19]. Kirchhof [20] destaca que a excentricidade não possui sentido físico, mas pode melhorar a convergência do modelo numérico. Assim, sua influência sobre o modelo numérico foi avaliada considerando os seguintes valores: 0,0697, 0,25 e 0,50. Já a viscoplasticidade (v) é o parâmetro que regulariza as eguações constitutivas melhorando a convergência dos modelos com materiais que perdem rigidez, por exemplo, devido à fissuração. O valor usual de v para estruturas com concreto varia entre 0 e 0,001; sua influência foi avaliada considerando os valores 0,1, 0,01 e 0,001. O manual do pacote computacional ABAQUS [11] recomenda adotar, para estruturas de concreto, proporção das distâncias entre o eixo hidrostático e os meridianos de compressão e de tração na seção transversal, K=2/3 e razão  $f_{b0}/f_{c0}$  igual a 1,16.

Para avaliar a influência do modelo constitutivo do concreto da laje

na resposta do modelo numérico, foram utilizados três modelos constitutivos a tração e três a compressão, mostrados na Tabela 3. O concreto do pilar preenchido foi assumido com comportamento elástico linear em todas as análises pois apresentou baixo nível de deformações durante o ensaio experimental.

## 3.2 Acoplamentos, condições de contorno, malha e carregamento

A fim de representar o modelo físico e suas interfaces é preciso lançar mão de acoplamentos e condições de contorno. Assim, foram feitos acoplamentos de várias partes, ou seja, alguns graus de liberdade do nó de um elemento são vinculados ao nó de outro elemento. Assim sendo, os conectores de cisalhamento foram vinculados ao perfil da viga utilizando o comando Merge, que permite unir duas peças resultando em uma peça única, mas podendo ter diferentes elementos finitos e materiais. Como não foram observadas separações entre cabeça dos parafusos e chapa passante, entre chapa passante e núcleo de concreto do pilar preenchido, entre porcas dos parafusos e perfil da viga e entre perfil tubular e núcleo de concreto do pilar preenchido, nesses componentes foi utilizada a vinculação Tie entre as superfícies de contato. A vinculação entre a armadura e a laje de concreto se deu pelo comando Embedded Region, que vinculou os graus de liberdade de translação da armadura aos do concreto da laje. O comportamento conjunto dos materiais aço e concreto também foi simulado por meio do comando Embedded Region. Este método de simulação do comportamento conjunto foi utilizado por outros pesquisadores em estudos anteriores [15, 26].

Quanto às condições de contorno, para simular a vinculação da base do pilar foi utilizado o comando *Encastre* e restringidos os deslocamentos e as rotações em todas as direções. Foi considerado um plano de simetria vertical passando pelo centro do pilar preenchido (Figura 7a); para isso foi utilizado o comando *XSYMM*.



(a) Vinculações e condições de contorno

#### Figura 7

Simetrias, vinculações e malha de elementos finitos



(b) Malha de elementos finitos

Modelo	Aço	Concreto à compressão	Concreto à tração
Modelo 1	Maggi [17]		
Modelo 2	Sherbourne e Bahaari [16]	Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]
Modelo 3	Elastoplástico perfeito		
Modelo 4		Guo [23]	Guo [23]
Modelo 5	Maggi [17]	Carreira e Chu [25]	Carreira e Chu [22]
Modelo 6		Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]
Modelo 7	Maggi [17]		
Modelo 8	Sherbourne e Bahaari [16]	Guo [23]	Guo [23]
Modelo 9	Elastoplástico perfeito		
Modelo 10		_	_
Modelo 11	Elastoplástico perfeito	_	_
Modelo 12		Eurocode 2:2004 [24]	Silva [21]

#### Tabela 4

Modelos constitutivos para aço e concreto considerando aderência perfeita

Embora não tenha sido realizado estudo específico sobre a influência da densidade da malha, os componentes da ligação foram particionados até a obtenção de malhas regulares e coincidentes. A geração das malhas se deu por meio da técnica *Sweep* com o algoritmo *Medial Axis* (Figura 7b).

Diferentemente do modelo físico, no modelo numérico foram aplicadas somente forças nas extremidades das vigas, a uma distância de 1500 mm da face externa o pilar. Tais forças foram aplicadas em incrementos com valor inicial de 0,01, mínimo de 1,10E-10 e máximo de 0,1. Embora no modelo físico também tenha sido aplicada uma força de compressão de 600 kN, constante, no topo do pilar, os resultados experimentais e uma simulação numérica prévia mostraram que tal força não exercia influência nos resultados do modelo numérico. Por isso, essa força foi suprimida do modelo numérico final.

#### 3.3 Interações de contato

A consideração das interações de contato torna o modelo numérico muito mais realista, porém implica em maior custo computacional. O comportamento mecânico das interações de contato é caracterizado por parâmetros como comportamento nas direções normal e tangencial, amortecimento, dano, fratura, entre outros. Dentre estes, os mais relevantes para a presente modelagem são os comportamentos nas direções normal e tangencial à superfície de contato. Ainda, como o modelo físico possui dois materiais distintos, aço e concreto, são necessárias interações de contato aço-aço e aço-concreto para torna-lo mais representativo.

Para representar a interação aço-aço, a direção tangencial foi caracterizada pelo modelo de fricção *Frictionless*, ou seja, sem atrito a fim de permitir que as superfícies em contato deslizem livremente. Na direção normal foi utilizado o modelo *Hard* e método de aplicação de restrição *Augmented Lagrange*, com a possibilidade de separação das superfícies quando submetidas à tração e transmissão completa de tensões sem penetração quando comprimidas. A interação de contato aço-aço foi utilizada entre chapa passante e alma da viga, entre corpo dos parafusos e furos da chapa passante e entre corpo dos parafusos e furos na alma da viga. Já na interação aço-concreto, a direção tangencial foi caracterizada pelo modelo de fricção *Penalty* com as seguintes variações no coeficiente de atrito: 0,10, 0,25, 0,50 e 0,75; a direção normal foi caracterizada com a mesma formulação da interação aço-aço. A interação de contato aço-concreto foi utilizada nos seguintes contados: entre viga e laje, entre laje e chapa passante, entre o perfil do pilar e laje, entre a cabeça dos parafusos e a laje e entre porcas dos parafusos e laje. Aqui cabe ressaltar que embora alguns valores de coeficiente de atrito aqui considerados não tenham, a princípio, nenhum significado físico, os mesmos constituem artifícios matemáticos para tentar aproximar as representações do contato aço-aço e aço-concreto do modelo numérico com as condições reais. Comentários relativos aos valores de coeficiente de atrito investigados são apresentados no item 4.2.

Os resultados obtidos são apresentados e discutidos a seguir.

#### 4. Resultados e discussão

No presente estudo foram avaliados os seguintes parâmetros sobre a resposta do modelo numérico: modelo constitutivo dos materiais, interações de contato e parâmetros de plasticidade do modelo de dano *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*. A validação do modelo numérico se deu por meio de análise comparativa das respostas Momento *vs.* Rotação do modelo experimental de referência [10] e do modelo numérico desenvolvido. A seguir, são apresentados os resultados de cada um dos parâmetros avaliados.

#### 4.1 Influência dos modelos constitutivos dos materiais considerando aderência perfeita

Nessa primeira etapa foi avaliada a influência dos modelos constitutivos dos materiais na resposta do modelo numérico. Para isto, os conectores de cisalhamento foram removidos e nenhuma interação de contato foi introduzida em seu lugar; consequentemente, foi imposta a condição de aderência perfeita entre os componentes por meio da ferramenta de acoplamento *Tie*. Para avaliar a influência do modelo constitutivo do aço foram adotados e mantidos constantes, respectivamente para o concreto a compressão e a tração, os modelos constitutivos do Eurocode 2:2004 [24] e de Silva [21]. Os valores dos parâmetros de plasticidade do modelo de dano *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* foram mantidos constantes nessa etapa e tomados iguais a:  $\psi = 36^{\circ}$ , e = 0,0697, v = 0,001, K = 2/3 e f<sub>b0</sub>/f<sub>co</sub> = 1,16. A influência dos modelos constitutivos



#### Figura 8

Comparação modelo numérico *vs.* experimental com interações de contato

do aço foi avaliada considerando as combinações da Tabela 4 (Modelos 1, 2 e 3). Em todas as análises aqui apresentadas, o comportamento da armadura foi representado pelo modelo elastoplástico perfeito. Uma breve descrição dos principais parâmetros relativos aos modelos constitutivos é apresentada na Tabela 1.

A análise da influência do modelo constitutivo do aço resultou em respostas Momento *vs.* Rotação (Tabela 4, Modelos 1 a 3) com diferenças insignificantes entre si, comportamentos muito mais rígidos e mais resistentes que o modelo físico. Mesmo apresentando comportamentos muitos semelhantes entre si, dessa etapa foi selecionado o modelo constitutivo multilinear de Maggi [17] (Fi-gura 6b), Modelo 1, para as simulações posteriores. Essa escolha foi baseada no avanço que o modelo numérico apresentou em relação aos demais, descrevendo o comportamento do modelo físico e apresentando um trecho inicial elástico linear, seguido do escoamento e plastificação. Os gráficos correspondentes a essa etapa podem ser encontrados em Kochem [27].

Isso feito, a próxima etapa foi avaliar a influência do modelo cons-



#### Figura 9

Influência do coeficiente de atrito aço-concreto

titutivo do concreto, agora combinado ao modelo multilinear de Maggi [17] para todos os componentes de aço, com exceção da armadura (modelo elastoplástico perfeito). Nessa etapa avaliou--se o modelo constitutivo em si, sem variações nos parâmetros de plasticidade do concreto. Para seleção do modelo constitutivo mais adequado para o concreto foram feitas as combinações apresentadas na Tabela 4 (Modelos 4, 5 e 6). No tocante aos resultados, diferentemente do que ocorreu para os modelos constitutivos do aço, no caso do concreto observa-se influência considerável na resposta do modelo numérico. A utilização do modelo constitutivo do Eurocode 2:2004 [24] combinado com o modelo de Silva [21] - Modelo 06 - resultou em comportamento mais rígido que para as demais combinações. Outro aspecto importante: a combinação dos modelos de Carreira e Chu [25] e Carreira e Chu [22] - Modelo 05 - apresentou dificuldades de convergência e o processamento foi interrompido com aproximadamente 65% da carga total aplicada. Os gráficos correspondentes a essa etapa podem ser encontrados em Kochem [27].

Diante dos resultados obtidos até o momento e considerando as variações feitas até então para os modelos constitutivos do aço e do concreto foi feita uma seleção prévia para as análises posteriores: modelo constitutivo multilinear de Maggi [17] para os elementos de aço, modelo elastoplástico perfeito para as armaduras e modelo de Guo [23] para o concreto. Além disso, em relação à aderência, até o momento foi considerada aderência perfeita, implementada por meio do comando *Tie* e remoção dos conectores de cisalhamento. Os resultados iniciais reportam modelo numérico com comportamento muito mais rígido que o experimental. Portanto, essa estratégia foi revista sendo necessário discretizar os conectores de cisalhamento e considerar as interações de contato entre os componentes no modelo numérico a fim de melhorar sua representatividade.

#### 4.2 Modelo numérico com consideração das interações de contato

As interações de contato foram consideradas, conforme descrito no item 3.3, adotando coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,50, valor esse adotado por Amadio, Bedon e Fasan [15] em simulações de ligações mistas. A discretização dos conectores de cisalhamento foi feita utilizando elementos finitos B31, conforme item 3, e o comportamento conjunto entre os materiais foi representado pela vinculação dos conectores de cisalhamento à laje (item 3.2).

A discretização dos conectores de cisalhamento e a consideração das interações de contato resultaram em boa representatividade do modelo numérico frente ao experimental (Figura 8). Entretanto, o modelo numérico apresentou dificuldades de convergência e interrompeu o processamento para valores de momento bem inferiores ao momento último experimental (Figura 8). Contudo, a resposta global seguia um caminho bastante aderente à observada experimentalmente, indicando a necessidade de ajustes menores a fim de melhorar a convergência do modelo numérico (Figura 8). Então, visando a me-Ihora da convergência foi então avaliada a influência do coeficiente de atrito considerando-se os valores: 0,10, 0,25 e 0,75 além do valor de 0,50 já avaliado. O valor 0,25 foi adotado por outros pesquisadores [13,28] em simulações de ligações mistas. Já o valor 0,75 foi escolhido por estar próximo do valor de coeficiente de atrito aço-concreto obtido por McCormick et al. [29], embora pareça bastante elevado. Os resultados obtidos indicam que esse não é um parâmetro de grande influência na resposta do modelo numérico (Figura 9). Apesar da pouca



Figura 10 Influência do parâmetro excentricidade

influência, a resposta mais aderente à experimental foi obtida para coeficiente de atrito igual a 0,10. Em contrapartida, comportamento levemente mais rígido foi observado para coeficiente de atrito igual a 0,75. Assim, para as análises posteriores foi adotado coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,10.

#### 4.3 Influência dos parâmetros de plasticidade do Concrete Damaged Plasticity

Uma vez que o modelo numérico agora apresenta comportamento bastante semelhante ao experimental, foi realizada a avaliação de alguns parâmetros do modelo de dano do concreto a fim de fazer o modelo numérico avançar mais e representar uma porção maior da resposta experimental. Aqui vale lembrar que o modelo numérico atual tem os conectores de cisalhamento discretizados e vinculados à laje de concreto por meio do comando *Embedded Region*, o comportamento dos elementos de aço é representado pelo modelo multilinear de Maggi [17], as armaduras pelo modelo elastoplástico perfeito, o concreto pelo modelo de Guo [23] e as



Figura 11 Influência da viscoplasticidade (v)

interações aço-concreto discretizadas com coeficiente de atrito igual a 0,10.

Alguns autores relacionam os problemas de convergência a limitações do modelo de dano *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* quando associado a elementos finitos tipo C3D8R [20]. Uma alternativa para melhorar a convergência é alterar os parâmetros de plasticidade do concreto. Assim, foram realizadas simulações com variação nos seguintes parâmetros: excentricidade (e), viscoplasticidade ( $\upsilon$ ) e angulo de dilatação ( $\psi$ ). Dentre esses parâmetros, a excentricidade (e), obtida da relação f<sub>t</sub>/f<sub>c</sub>, não possui sentido físico porém sua variação é um artifício numérico para ajustar limitações do modelo Concrete Damaged Plasticity [20]. Essa possiblidade foi avaliada considerando os seguintes valores de excentricidade: 0,0697, 0,25 e 0,50 [20]. Foi observada influência insignificante da excentricidade na resposta do modelo numérico, tanto para a convergência quanto no comportamento global (Figura 10). Em função disso, optou-se por manter o valor 0,0697 (*default*) para a excentricidade.

Outra alternativa avaliada para superar essas dificuldades de convergência foi a regularização viscoplástica das equações constitutivas, que faz com que a rigidez tangencial do material se torne positiva para incrementos suficientemente pequenos. Como padrão, o pacote computacional adota valor de viscoplasticidade igual a zero, de modo que nenhuma regularização viscoplástica é realizada. Contudo, esse valor padrão resultou em sérios problemas de convergência e o processamento foi interrompido nos primeiros incrementos de carga. Visando melhorar a convergência, foram avaliados os seguidos valores de viscoplasticidade: 0,1, 0,01 e 0,001. Diferentemente da excentricidade, a viscoplasticidade exerceu grande influência tanto na convergência guanto no comportamento global da ligação mista (Figura 11). Houve melhor significativa na convergência ao aumentar a viscoplasticidade porém, também ocorreu acréscimo considerável da rigidez, afastando bastante as respostas numérica e experimental (Figura 11). Em função disso, a viscoplasticidade foi mantida igual a 0,001, valor já utilizado nos estudos anteriores.

Outro parâmetro do modelo *Concrete Damaged Plasticity* avaliado no presente estudo a fim de melhorar a convergência foi o ângulo de dilatação ( $\psi$ ), tomado igual aos seguintes valores: 36°, 37°, 38°, 39° e 40° (Figura 12). Ao aumentar o ângulo de dilatação, o modelo numérico apresentou resposta levemente mais rígida. Assim, optou-se por manter o ângulo de dilatação igual a 36°.



Figura 12 Influência do ângulo de dilatação ( $\psi$ )



#### Figura 13

Influência dos modelos constitutivos do aço considerando interações de contato

#### 4.4 Influência do modelo constitutivo associado às interações de contato

Visto que as avaliações até aqui apresentadas não se traduziram em melhoras na convergência do modelo numérico, uma nova avaliação foi realizada associando os modelos constitutivos às interações de contato. Assim, nas análises complementares foram considerados os modelos constitutivos apresentados no item 3.1 e as interações de contato, tomando coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,10, conforme indicado no item 4.2. A primeira tentativa no sentido de melhorar a convergência foi modificar o modelo



#### Figura 14

Influência dos modelos constitutivos do concreto associado às interações de contato

constitutivo do aço, mantendo constante o modelo constitutivo do concreto (Tabela 4, Modelos 7, 8 e 9). Essa tentativa resultou em melhora significativa da convergência (Figura 13), sobretudo ao adotar comportamento elastoplástico perfeito para todos os componentes de aço (Modelo 9).

Uma vez definido o modelo constitutivo elastoplástico perfeito para o aço de todos os componentes, a etapa seguinte foi reavaliar a influência do modelo constitutivo do concreto na convergência do modelo numérico, mantendo fixos os parâmetros do modelo de dano *Concrete Damaged Plasticity*. Na Tabela 4 são apresentados os modelos referentes a essa nova avaliação do modelo constitutivo do concreto (Modelos 10, 11 e 12). A combinação dos modelos do Eurocode 2:2004 [24] e de Silva [21], respectivamente para os concretos a compressão e a tração (Modelo 12) resultou em comportamento bastante rígido e com problemas de convergência para baixos níveis de força aplicada (Figura 14). Portanto, em função dos resultados dessa nova análise (Figura 14) foi mantido o modelo de Guo [23] tanto para o concreto tracionado quanto comprimido.

Por estar em uma região de momento negativo, o comportamento da ligação sofre grande influência do comportamento à tração do concreto. No modelo constitutivo de Guo [23] o comportamento à tração do concreto é fortemente influenciado pelo parâmetro  $\alpha_t$ . Isto porque o aumento desse parâmetro torna o trecho descendente da curva Tensão *vs.* Deformação mais côncavo, reduzindo a rigidez da ligação. Assim, visando melhorar a representatividade do modelo numérico foram avaliados os seguintes valores de  $\alpha_t$ : 1,38, 4,0, 6,0 e 8,0. Os resultados (Figura 15) mostram melhora na resposta do modelo numérico para  $\alpha_t$  = 6,0. Para valores superiores houve problemas de convergência, interrompendo o processamento antes da plastificação em algum componente da ligação (Figura 15).

#### 4.5 Modelo numérico final

O modelo numérico que apresentou a melhor resposta Momento



Figura 15 Influência do parâmetro  $\alpha_t$ 

Modelo	Momento último (kN.m)	2/3 momento último (kN.m)	∆ (%)	Rotação (m <sub>rad</sub> )	∆ <b>(%)</b>	Rigidez (kN.m/m <sub>rad</sub> )	∆ (%)
Experimental	163,00	108,67	.0.1	8,90	. 21 5	12,21	20.2
Numérico	179,94	119,96	+9,4	12,99	+31,5	9,23	-32,3

#### Tabela 5

Valores de momento, rotação e rigidez do modelo numérico e experimental

*vs.* Rotação em comparação com a resposta experimental reúne as seguintes características: elementos de aço com comportamento elastoplástico perfeito, concreto com comportamento descrito pelo modelo de Guo [23] tanto para tração quanto para compressão e várias superfícies de interação com coeficiente de atrito igual a 0,1. A simulação foi interrompida quando o modelo numérico atingiu 179,94 kN.m, próximo do valor atingido pelo modelo físico (163 kN.m). Por apresentar comportamento altamente não linear, a ABNT NBR 8800 [8] e o Eurocode 3:2005 [30] recomendam que a rigidez rotacional seja calculada a 2/3 do momento máximo. Assim, tomando o modelo experimental como referência, na Tabela 5 são apresentados os valores dos principais parâmetros extraídos das curvas Momento *vs.* Rotação dos modelos experimental e numérico.

Uma vez construído um modelo numérico representativo da resposta experimental, foi possível avaliar, além dos valores de momento máximo e rigidez rotacional, as deformações na armadura. No modelo físico as deformações axiais em várias barras de aço da armadura negativa da laje foram medidas e registradas por meio extensômetros. As deformações no modelo físico puderam ser comparadas àquelas do modelo numérico. Da análise comparativa verifica-se que a interrupção da simulação ocorreu para um nível de carregamento em que o aço da armadura já apresentava deformações plásticas consideráveis, caracterizando adequadamente o modo de falha observado no modelo físico, ou seja, o escoamento da armadura negativa (Figura 16). Para os diversos



Figura 16 Comportamento das deformações na armadura

pontos avaliados, verifica-se uma boa correlação das deformações no modelo numérico com os valores experimentais.

Além das deformações, no modelo numérico é possível observa a distribuição de tensões e, ao analisar as tensões principais correspondentes ao último incremento de força aplicado se verifica que a tensão última na armadura atinge 593 MPa em vários elementos da armadura (Figura 17). Esse valor de tensão é idêntico ao valor experimental correspondente à resistência ao escoamento da armadura. Verifica-se também que as maiores tensões ocorrem nas barras longitudinais mais próximas à face do pilar e que a intensidade das tensões vai diminuindo à medida que aumenta a distância em relação ao eixo de simetria.

O panorama de tensões na laje de concreto (Figura 18) permite identificar claramente a região tracionada (parte superior da laje) e a comprimida (parte inferior). Na região tracionada as tensões máximas observadas foram da ordem de 1,834 MPa quando a simulação foi interrompida, indicando que o concreto chegou próximo do limite de resistência a tração (Tabela 1). Assim, em função dos panoramas de tensões nas armaduras e na laje de concreto (Figuras



#### Figura 17

Panorama das tensões na armadura para o último incremento de força



Figura 18 Panorama das tensões principais na laje de concreto para o último incremento de força



#### Figura 19

Panorama final de tensões principais no perfil da viga e na chapa passante

17 e 18) constata-se que a interrupção da simulação numérica se deu por conta dos altos níveis de deformações e tensões em diversas barras de aço, correspondentes ao escoamento da armadura, mesmo modo de falha observado no modelo físico [10]. Ou seja, os panoramas de tensões no concreto e na armadura corroboram a boa representatividade do modelo numérico em relação aos resultados experimentais. Por outro lado, os níveis de tensão registrados no perfil de aço da viga (Figura 19a) e na chapa passante (Figura 19b) estão bem abaixo da resistência ao escoamento do aço (Tabela 1), indicando que estes componentes foram pouco solicitados; isso também foi observado no modelo físico [10].

Visto a boa concordância em nível global (Figura 15), local (Figura 16) e a boa representatividade do modo de falha, o modelo numérico desenvolvido foi considerado válido para representar o comportamento do modelo físico de referência [10]. Deste modo, em síntese, o modelo numérico validado possui elementos de aço representados pelo modelo constitutivo elastoplástico perfeito e valores de resistência conforme Tabela 1, modelo constitutivo de Guo [23] para o concreto e parâmetros de plasticidade conforme Tabela 3, interações de contato conforme item 3.3 e coeficiente de atrito aço-concreto igual a 0,10. A vinculação entre armadura e laje de concreto e o comportamento conjunto entre os materiais foram representados pelo comando *Embedded Region*.

#### 5. Conclusões

Os estudos envolvendo os pisos mistos de pequena altura usualmente estão voltados para a avaliação do comportamento da viga mista parcialmente revestida. Por outro lado, as ligações mistas estudadas usualmente contemplam ligações entre pilares, comumente de aço, e vigas mistas convencionais. O panorama atual mostra que há pouquíssimos estudos voltados às ligações mistas entre pilares preenchidos e vigas mistas e, mais escassos ainda são os estudos de ligações mistas entre o pilar preenchido e o piso de pequena altura. Assim, o presente estudo teve como objetivo principal o desenvolvimento de um modelo numérico representativo do comportamento Momento vs. Rotação de uma ligação mista envolvendo pilar misto preenchido e piso misto de pequena altura. Trata-se de uma modelagem com elevado grau de não linearidade, um grande conjunto de componentes e, por consequência, várias interfaces aço-concreto. Em relação ao modelo numérico, a consideração da aderência perfeita não mostrou boa representatividade do comportamento sendo necessária a introdução de interações de contato. Outro parâmetro que se mostrou importante para a resposta numérica foi o modelo constitutivo do concreto. Os primeiros resultados numéricos também mostraram a necessidade de discretizar os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.

Ao introduzir as interações de contato o modelo numérico apresentou boa concordância com o modelo físico, entretanto ocorreram dificuldades de convergência. Tais dificuldades foram contornadas reavaliando alguns parâmetros de plasticidade do modelo Concrete Damaged Plasticity. Nessa reanálise foi observado que o aumento da excentricidade e do ângulo de dilatação exercem pouca influência tanto no comportamento global da ligação guanto na convergência. Já os acréscimos na viscoplasticidade melhoram a convergência, porém aumentam substancialmente a rigidez da ligação afastando as respostas numérica e experimental. O problema da convergência foi superado ao utilizar modelo constitutivo elastoplástico perfeito para todos os elementos de aço. Quanto ao comportamento conjunto, a simulação por meio do Embedded Region resultou em boa representatividade e o modelo numérico final apresentou resultados satisfatórios, sendo possível validá--lo para a curva Momento vs. Rotação. Portanto, o modelo numérico final reproduz, de forma satisfatória, o comportamento real da ligação viga-pilar envolvendo o piso misto de pequena altura e o pilar preenchido de seção quadrada mostrando-se uma excelente ferramenta para estudos posteriores. Tal ferramenta, agora validada, será útil para o desenvolvimento de análises paramétricas nas quais será avaliada a influência de parâmetros geométricos e de resistência dos materiais na resposta e na capacidade resistente da ligação mista.

#### 6. Agradecimentos

Os autores agradecem à Fapesp – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo pelo auxílio financeiro para a realização do ensaio do modelo de referência (Processo Fapesp no. 2002/14209-4).

#### 7. Referências bibliográficas

- BERNUZZI, C.; GADOTTI, F.; ZANDONINI, R. Semicontinuity in slim floor steel-concrete composite systems. *In*: Proceedings of the 1<sup>st</sup> European Conference on Steel Structures. 1995, Athens, p. 287-294.
- [2] MA, Z.; MAKELAINEN, P. Behaviour of composite slim floor structures in fire. Journal of Structural Engineering, v. 126, n. 7, 2000; p. 830–837.
- [3] LAWSON, R. M.; MULLETT, D. L.; RACKHAM, J. W. Design of Asymmetric "Slimflor" Beams using Deep Composite Decking. The Steel Construction Institute, Publication 175, 1997.
- [4] RAMOS, A. L. Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura, São Carlos, 2012, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 138 p.
- [5] DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Study of partially encased composite beams with innovative position of stud bolts. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, n. 2, 2009; p. 342–350.
- [6] WANG, Y.; LU, Y.; SHI, Y.; ZHANG, R. Loading capacity of composite slim frame beams. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, n. 3, 2009; p. 650–661.
- [7] PUHALI, R.; SMOTLAK, I.; ZANDONINI ,R. Semi-rigid composite action: experimental analysis and suitable model. Journal of Constructional Steel Research, v. 15, 1990; p. 121–151.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800:2008. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [9] MALASKA, M. Behaviour of a semi-continuous beam-column connection for composite slim floors, Helsinki, 2000, Thesis (Doctorate) - Helsinki University of Technology, 102 p.
- [10] DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Composite connections in slim-floor system: An experimental study. Journal of Constructional Steel Research, v. 68, n. 1, 2012; p. 78–88.
- [11] ABAQUS. Software Documentation. Version 6.17 by SIMULIA.
- [12] FU, F.; LAM, D.; YE, J. Parametric study of semi-rigid composite connection with 3-D finite element approach. Engineering Structures, v. 29, 2007; p. 888–898.
- [13] GIL, B.; GONI, R.; BAYO, E. Experimental and numerical validation of a new design for three-dimensional semi-rigid composite joints. Engineering Structures, v. 48, 2013; p. 55–69.
- [14] ROCHA, F. M. Pilares de aço e mistos de aço e concreto inseridos em paredes em situação de incêndio, São Carlos, 2016, Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 262 p.
- [15] AMADIO, C.; BEDON, C.; FASAN, M. Numerical assessment of slab-interaction effects on the behaviour of steelconcrete composite joints. Journal of Constructional Steel Research, v. 139, 2017; p. 397–410.
- [16] SHERBOURNE, A.N.; BAHAARI, M.R. 3D simulation of bolted connections to unstiffened columns – I. T-stub

connections. Journal of Constructional Steel Research, v. 40, 1996; p. 169–187.

- [17] MAGGI, Y. I. Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida, Sõ carlos, 2004, Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 269 p.
- [18] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels - EN 1993-1-4, Brussels, 2006.
- [19] JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. Foundations of Civil and Enviromental Engineering, v. 06, 2005; p. 53–69.
- [20] KIRCHHOF, L. D. Uma contribuição ao estudo de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas em temperatura ambiente e em situação de incêndio, São Carlos, 2004, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 143 p.
- [21] SILVA, H. P. Simulação Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento Tipo Crestbond, Vicoça, 2013, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa, 109 p.
- [22] CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for reinforced concrete in tension. ACI Journal, v. 83, 1986; p. 21–28.
- [23] GUO, Z. Principles of reinforced concrete, Oxford: Elsevier, 1ed, 2013, 590p.
- [24] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings – EN 1992-1-1, Brussels, 2004.
- [25] CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. ACI Journal, v. 82, 1985; p. 797–804.
- [26] ATAEI, A.; BRADFORD, M. A.; VALIPOUR, H. R. Moment-rotation model for blind-bolted flush end-plate connections in composite frame structures. Journal Structural Engineering, v.141, 2015; p. 401–421.
- [27] KOCHEM, R. F. F. Modelagem numérica de piso misto de aço e concreto de pequena altura: ênfase à ligação vigapilar, São Carlos, 2018, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, 106 p.
- [28] GIL, B.; BAYO, E. An alternative design for internal and external semi-rigid composite joints. Part II: Finite elemento modelling and analytical study. Engineering Structures, v. 30, 2008; p. 232–246.
- [29] McCORMICK, J.; NAGAE, T.; IKENAGA, M.; ZHANG, P.; KATSUO, M.; NAKASHIMA, M. Investigation of the sliding behavior between steel and mortar for seismic applications in structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, v. 38, 2009; p. 1401–1419.
- [30] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Eurocode 3: Design of structures – Part 1-8: Design of joints – EN 1993-1-8, Brussels, 2005.



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

# Reliability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit state as recommended by NBR 6118 and 7188

### Análise de confiabilidade de uma viga pré-moldada protendida de ponte dimensionada no estado limite de serviço preconizado na NBR 6118 e 7188





P. H. C. DE LYRA a pedro.lyra@maua.br https://orcid.org/0000-0001-5220-7343

A. T. BECK <sup>b</sup> atbeck@sc.usp.br https://orcid.org/0000-0003-4127-5337

F. R. STUCCHI <u>fernando.stucchi@poli.usp.br</u> https://orcid.org/0000-0003-4149-0985

#### Abstract

Nowadays it is known that it is important to study the safety of structures to avoid tragic accidents or economic losses. The most widely used method in the world to evaluate the safety of structures is structural reliability. The reliability index of prestressed precast beams of bridges designed using Brazilian standards (NBR6118 and NBR7188) is not known. This work evaluates the annual reliability indexes of a prestressed precast beam bridge at the serviceability limit state (SLS) projected using the Brazilian standard and compares it with results from the literature. The studied bridge has 33.5 meters of span, is simply supported, constituted by five precast concrete beams with U section. The reliability analysis was carried out using two methods for the four limit state equations: First Order Mean Value (FOMV) and First Order Reliability Method (FORM). Sensitivity analyzes were performed to consider both the relative contribution of these variables and the effect of their distributions on the annual reliability indexes for SLS. It was verified that the effect of load trains and the allowable stress significantly reduce the reliability index obtained for Brazilian standard. The service limit state equations are particularly sensitive to load trains, allowable stress and prestress losses, as well as their respective distributions.

Keywords: reliability, safety, precast beam, bridge, prestressed beam.

#### Resumo

Nos dias de hoje sabe-se que é importante estudar a segurança das estruturas, para evitar acidentes trágicos, bem como endereçar o compromisso entre segurança e economia. O método mais utilizado no mundo para avaliar a segurança de estruturas é a confiabilidade estrutural. O índice de confiabilidade não é conhecido para vigas pré-moldadas protendidas de pontes projetadas utilizando as normas brasileiras (NBR6118 e NBR7188). Este trabalho avalia os índices de confiabilidade anual de uma viga pré-moldada protendida de ponte no estado limite de serviço (ELS), projetada utilizando a norma brasileira, e compara com resultados da literatura. A ponte estudada possui 33,5 metros de vão, é bi apoiada, constituída por cinco vigas de concreto protendido com seção U. A análise de confiabilidade de primeira ordem (FORM). Análises de sensibilidades foram executadas para considerar tanto a contribuição relativa das variáveis envolvidas como o efeito de suas distribuições nos índices de confiabilidade anual para ELS. Verificou-se que o momento fletor do trem-tipo e as tensões admissíveis reduzem significativamente os índices de confiabilidade obtidos para a norma brasileira. As equações de estado limite de serviço são particularmente sensíveis ao momento fletor do trem-tipo, tensões admissíveis e perdas de protensão, bem como suas respectivas distribuições.

Palavras-chave: confiabilidade, segurança, concreto protendido, pontes, vigas protendidas.

Instituto Mauá de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, São Caetano do Sul, SP, Brasil;

<sup>b</sup> Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil;

Universidade de São Paulo, Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Paulo, SP, Brasil.

Received: 19 Apr 2019 • Accepted: 28 Aug 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

#### 1. Introduction

A bridge is a construction meant to establish the continuation of a path going over an obstacle and is also an important component for transportation. Any failure that may come to block it causes significant hindrance, preventing people to proceed and causing economic losses. It is thus important to study the safety of these structures so that they can have a longer service life, without interruption, and at the lowest cost possible.

The theory most widely used to assess structural safety, be it for serviceability limit states (SLS) or for ultimate limit states (ULS), is structural reliability. The reliability of a structure is associated to the confidence level the analyst has that it will meet its design purpose for a certain reference period.

The reliability method requires statistical characterization of the parameters involved in the model, which depends on the quality of the statistical data related to the problem and on the accuracy of the mathematical model used for describing the mechanical problem.

In Brazil, use of reliability theory caused a significant change in the way structural elements, such as cantilever slabs and pillars, are designed. From the studies conducted by Stucchi and Santos [31] and [32], using the theory of reliability, all internal forces in 18 to 10-cm cantilever slabs must be raised by a coefficient  $\gamma_n$ . Likewise, version 2014 of the standard NBR6118 limited the minimum size of pillars to 14 cm, whereas previous versions accepted pillars starting at 12 cm in (minimum) thickness.

To help with the analysis of structural reliability, the concept of reliability index  $\beta$  was introduced. Some standards, such as the Eurocodes and the Load and Resistance Factor Design of the United States, specify a target reliability index value, according to the importance of the structure or structural element.

## 2. Calibration of the international standards for prestressed concrete bridges

According to Portela[27], much effort has been made towards



#### Figure 1 Methodology flowchart

determining the action model due to traffic. Special attention should be given to Nowak, Nassif and DeFrain [20], which used normal distributions to extrapolate the traffic load effect for 75 years. In Brazil, an important work for determining the traffic load model was that by Stucchi and Luchi [30], who simulated the traffic in grid concrete bridges and in box girder section, with beams span varying between 30 m and 200 m, in congestion situation, using data collected from road scale weighing using gumbel distribution and a return period of 140 years. In Europe, the analyses performed by O'Brien and Enright [25] and Sivakumar [29] used moving weighing to model load on bridges.



#### Figure 2

Bridge deck layout: Beams 1 and 5 have a 2100 mm top flange width, Beams 2 to 4 have a 2455 mm top flange width. All measurements are in mm (Caprani, Mayer e Siamphukdee[5]). Transversal beams only at support

## Reliability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit state as recommended by NBR 6118 and 7188



#### Figure 3

Traffic load model TB-450 from NBR7188-2013 Standard [3]

Furthermore, several works assess the reliability indexes for prestressed concrete (PC) beams and decks, according to certain international standards. One of the pioneering works is by Al-Harthy and Frangopol [1], who assessed 73 double cantilever beams of prestressed concrete, in their ultimate limit state (ULS) and serviceability limit state (SLS), based on the design and verifications established by the American Concrete Institute (ACI) standard.

Other studies include determining the reliability indexes in the ULS bending capacity and SLS admissible stresses during prestressing and operation for bridge precast prestressed beams for the Chinese standard, Hong Kong SDMRH and AASHTO LRFD (Du and Au [6]).

Hwang, Nguyen and Nguyen [12] investigated the reliability indexes of bridge precast prestressed beams in SLS for the existing Korean traffic load model and a traffic load model recently proposed. The traffic load effect was assumed to be lognormally distributed. A more recent study by Caprani, Mayer and Siamphukdee [5] investigated the value of the reliability index for the Australian standard, using the European standard and a hybrid case as parameters for comparison.

#### 3. Methodology

Figure 1 presents the methodology used herein, following Caprani, Mayer and Siamphukdee [5].

The reliability problem was solved using the StRAnD – "Structural Reliability Analysis and Design" software, Mathematica version,

developed at the Structural Engineering Department of the São Carlos Engineering School by Prof. André Teófilo Beck.

#### 4. Bridge structural analysis and design

The bridge studied, presented in Figure 2, is a simple support bridge with precast prestressed beams and slab cast "*in situ*", has 33.5-m span, 5 precast prestressed beams, 18-cm thick slabs cast "in situ" and a 6.5-cm thick asphalt coating. The precast prestressed beam is 150-cm high. Beam 1 was considered for analysis and design.

#### 4.1 Geometric characteristics and concrete strength

The analysis and design of prestressing requires knowing the geometric characteristics and the concrete strength in two situations: during the prestressing and during operation of the bridge. At the moment of prestressing, a stage at which the beam is on the worksite, only the precast beam section resists the prestressing force and of its own weight; this occurs because the slab cast *"in situ"* has not yet been cast at this stage. In the bridge operation situation, the slab has already been concreted, being a part of the bridge strength system, which must support the beams and now the slab, pavement, barriers and traffic loads. Table 1 presents the geometric characteristics and the concrete strength for the two situations.

#### 4.2 NBR7188 – TB-450 traffic load model

We here considered traffic load model TB-450 from NBR7188 [3] standard; this model is defined by a vehicle of 450kN, with 6 wheels of P = 75kN of 3 load axes 1.5m apart, occupying an 18 m<sup>2</sup> area, surrounded by a constant, evenly distributed load p = 5kN/m<sup>2</sup>, according to Figure 3.

Load "P" in kN is the concentrated static vertical load applied at the pavement level, with a characteristic value and without any increase. Load "p" in kN/m<sup>2</sup> is the evenly distributed static vertical load applied at pavement level, with a characteristic value.

The concentrated load "Q" in kN and distributed load "q" in kN/  $m^2$  are the values of the vertical moving load applied at pavement level, equal to the characteristic values increased by the Vertical Impact Coefficients (VIC), the Number of Lanes (NoL) and of the Additional Impact (AI) coefficients, defined as follows.

$P = P^* VIC^* NoL^* AI $	)

$$q = p^* VIC^* NoL^* AI$$
<sup>(2)</sup>

#### 4.3 Allowable stresses by NBR6118

NBR6118[2] provides that, in case of lack of tests, the direct tensile

#### Table 1

Design (nominal) geometric and material properties of selected girder for design (Beam 1) at prestressing act and operation

Data	Symbol (unity)	Prestressing act	Operation
Concrete compressive strength	f <sub>ck</sub> (N/mm²)	50	65
Gross area of section	A (mm²)	556000	934000
Inertia moment	l (mm⁴)	159 x 10°	348 x 10 <sup>9</sup>
Elastic section modulus (bottom)	W <sub>i</sub> (mm³)	235 x 10 <sup>6</sup>	332 x 10 <sup>6</sup>
Elastic section modulus (top)	W <sub>s</sub> (mm³)	193 x 10 <sup>6</sup>	549 x 10 <sup>6</sup>

 Table 2

 Beam 1 maximum bending moments for different load components

Load	Symbol	Brazilian standard
Precast girder beam	M <sub>pre</sub>	2068 kN.m
Slab cast " <i>in situ</i> "	M <sub>laje</sub>	1362 kN.m
Asphalt + Barriers	M <sub>cp</sub>	869 kN.m
Traffic loading	Μ <sub>π</sub>	3842 kN.m

strength can be assessed by its average or characteristic value by means of the following equations:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 * f_{ct,m} \tag{3}$$

$$f_{ctk,suf} = 1.3 * f_{ct,m} \tag{4}$$

For concretes of classes up to C50:

$$f_{ct,m} = 0.3 * f_{ck}^{2/3}$$
(5)

For concretes from class C55 up to C90:

$$f_{ctm} = 2.12 * \ln(1 + 0.11 * f_{ck})$$
(6)

where:

 $f_{ctm}$  and  $f_{ck}$  are expressed in megapascal (MPa).

For the prestressing design, in an operation situation, it is considered that the maximum tensile stress cannot exceed:

$$f_{ct,f} = \alpha * f_{ctk,inf} \tag{7}$$

and in the prestressing moment situation:

$$f_{ct,f} = \alpha * f_{ctm,j} \tag{8}$$

with  $\alpha$  equal to 1.5 for rectangular sections, 1.2 for "T" type sections and 1.3 for "I" sections.

In the prestressing design, the maximum compressive stress during prestressing must be below 70% of the characteristic strength  $f_{ckj}$ , for the prestressing moment situation. For the maximum compressive stress at operation, the standard does not provide a value; yet a good practice is to adopt a value of about 60% of  $f_{ck}$ .

#### 4.4 Structural internal forces in beam 1

The bridge was modeled in the commercial LIP software, supplied by TQS and developed by engineer Sander David Cardoso Junior. The software determines the structural internal forces in the girders for the permanent loads and the traffic load model, accord-

#### Table 3

Design material properties of prestressing strands (AS 5100.5)

Strand	Breaking strength (N/mm²)	Jacking prestress per strand (kN)	Modulus of elasticity (GPa)	Relaxation (%)
φ 15,2 mm – 7 wires – low relaxation	1750	188	195	2

#### Table 4

Design results and the associated prestress losses

Description	Symbol	Brazilian Standard
Number of prestressing strands	-	40 strands
Strand eccentricity	e <sub>b</sub>	545 mm
Total jacking prestress force	Po	7508 kN
Immediate prestress losses	ΔP <sub>i</sub>	589 kN
Long-term prestress losses	$\Delta P_{inf}$	1430 kN

ing to NBR7188 [3]. The analysis of transverse load distribution is performed by Fauchart method, respectively used for bridges provided by LIP. Table 2 presents the maximum bending moment at mid-span, obtained by the LIP software for each loading case.

#### 4.5 Design of beam 1 prestressing

For the prestressing design, we used prestressed concrete level 3 (full prestressing) of standard NBR6118 [2]. The tendon used for prestressing is the same used in Caprani, Mayer and Siamphukdee [5], a tendon abiding by the specifications of the Australian standard AS 5100.5, as presented in Table 3. Table 4 presents the data used for the prestressing design and the result of the number of tendons.

#### 5. Reliability

The design based on technical standards uses the limit state format, which approximately approaches the uncertainties in the design variables. Actually, the material, geometric and load effects are of random nature and can be described by probability distributions. A structure is considered reliable if it performs the function expected over the design life and an analysis of reliability provides the probability of failure and the reliability index:

$$\beta = \Phi^{-1} (1 - p_f)$$

where  $\Phi^{-1}$  is the inverse standard normal distribution function and  $p_f$  is the probability of failure. The reliability index ( $\beta$ ) is here calculated using FORM. Details of FORM and analyses of reliability can be found in the literature (Melchers and Beck [18]).

#### 5.1 Limit state equations

The limit state equations employed herein are presented as follows; two equations are for prestressing and two are for operation. Moment of prestressing:

(9)

## Reliability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit state as recommended by NBR 6118 and 7188

$$g_1(x) = -\sigma_{t,ato} + \left[ (P_0 - \Delta P_i) \cdot \left(\frac{1}{A} - \frac{e_b}{W_{s,ato}}\right) + \frac{M_{pr\acute{e}}}{W_{s,ato}} \right]$$
(10)

$$g_2(x) = \sigma_{c,ato} - \left[ (P_0 - \Delta P_i) \cdot \left( \frac{1}{A} + \frac{e_b}{W_{i,ato}} \right) - \frac{M_{pr\acute{e}}}{W_{i,ato}} \right]$$
(11)

Operation:

$$g_3(x) = \sigma_{c,ope} - \left[ \left( P_0 - \Delta P_{inf} \right) \cdot \left( \frac{1}{A} - \frac{e_b}{W_{s,ato}} \right) + \frac{M_{pré} + M_{laje}}{W_{s,ato}} + \frac{M_{cp} + M_{TT}}{W_{s,ope}} \right]$$
(12)

$$g_{4}(x) = -\sigma_{t,ope} + \left[ \left( P_{0} - \Delta P_{inf} \right) \cdot \left( \frac{1}{A} + \frac{e_{b}}{W_{i,ato}} \right) - \frac{M_{pré} + M_{laje}}{W_{i,ato}} - \frac{M_{cp} + M_{TT}}{W_{i,ope}} \right]$$
(13)

where:

 $\boldsymbol{\sigma}_{_{\text{tato}}}$  is the admissible tensile stress during prestressing;

 $\sigma_{_{\text{c,ato}}}$  is the admissible compressive stress during prestressing;

 $\boldsymbol{\sigma}_{_{\!t,\text{ope}}}$  is the admissible tensile stress at the operation;

 $\sigma_{_{c,\text{ope}}}$  is the admissible compressive stress at the operation;

P<sub>o</sub> is the initial prestressing force (jacking-up);

 $\Delta P_i$  are the immediate losses of prestressing force;

 $\Delta P_{inf}$  are the total losses of prestressing force;

A is the area of the cross section during prestressing;

 $e_{h}$  is the eccentricity of the strand;

 $W_{_{i,ope}}$  is the bending resistance modulus of the lower fiber in operation;  $W_{_{i,ato}}$  is the bending resistance modulus of the lower fiber during prestressing;

 $W_{_{s,ope}}$  is the bending resistance modulus of the upper fiber in operation;  $W_{_{s,ato}}$  is the bending resistance modulus of the upper fiber during prestressing;

M<sub>nré</sub> is the bending moment of the precast "u" beam weight;

 $M_{lois}^{\mu\nu}$  is the bending moment of the "in situ" cast slab weight;

 $M_{cp}^{T}$  is the bending moment of the pavement weight plus the barriers;  $M_{TT}$  is the bending moment of the Brazilian traffic load model.

The first equation is for the tensile stress at the upper fiber, Limit State of Cracking (LS-C), and the second equation is for the compressive stress at the lower fiber, Excessive Compression Limit State (ECLS); both equations are used during prestressing. For these two situations, the immediate losses ( $\Delta P_i$ ) are considered to have already occurred. The third and fourth equation are for the tensile stress at the lower fiber, Limit State of Cracking (LS-C), and the compressive stress at the upper fiber, Excessive Compression Limit State (ECLS), respectively, in the operation situation, considering the total losses ( $\Delta P_{inf}$ ) for both equations. The limit state equations used in this study were the same as those used in Caprani, Mayer and Siamphukdee [5]. The consideration of creep adaptation results in different limit state equations.

## 5.2 Conversion of the traffic load model value into annual exceedance probability

The characteristic values of traffic load model type TB-450, presented

#### Table 5

Conversation traffic load model to annual basis

	Brazilian standard
Probability of annual failure	0.7%
Coefficient of variation	0.18
$s_p = -\ln(-\ln(1-p))$	4.958334879
$r = \frac{\theta}{u} = \left(\frac{\pi}{CoV.\sqrt{6}} - \gamma\right)$	0.152716595
γ	0.5772
$\lambda = \frac{1 + r.s_p}{1 + r.\gamma}$	1.615

in NBR7188[3], correspond to values having 25% to 35% probability of being exceeded in an unfavorable sense, over a 50-year period. If we consider the value of 30% probability of being exceeded over a 50-year period, which corresponds to an average return period of 140 years, the probability converted into annual becomes:

$$v = \frac{n}{T} = \frac{1}{140} = 0.7\% \tag{14}$$

So that this study could be compared to Caprani, Mayer and Siamphukdee [5], we have to convert the action model value into annual exceedance probability. For the conversion, the maximum moment due to the traffic loading is considered to follow a type-1 Gumbel distribution, as presented by Obrien *et al.* [24] and and Stucchi and Luchi [30], and the value of the coefficient of variation (CV) is 0.18, as presented in Rakoczy and Nowak [28]. The cumulative probability density function of a type-1 Gumbel distribution is:

$$F(x) = exp\left[-e^{-\left(\frac{x-u}{\theta}\right)}\right] - \infty \le x \le \infty$$
(15)

where:

x is the random variable;

u is the location parameter;

 $\theta$  is the scale parameter.

The standard deviation ( $\sigma$ ) for the type-1 Gumbel distribution becomes:  $\sigma = \frac{\theta \cdot \pi}{1 + 1}$  (16)

$$\sigma = \frac{1}{\sqrt{6}} \tag{10}$$

The bias factor is the ratio between the average value ( $\mu$ ) and the characteristic value ( $x_p$ ) and is presented in Equation 17.

$$\lambda = \frac{x_p}{\mu} = \frac{u + \theta \cdot s_p}{u + \theta \cdot \gamma} \tag{17}$$

where:

 $\gamma$  is the Euler-Mascheroni constant, which has a value of 0.577216; s<sub>i</sub> is the "standard extremal variate" and is defined by equation 18.

$$s_p = -\ln(-\ln(1-p))$$
 (18)

The coefficient of variation is defined as:

$$CV = \frac{\theta \cdot \pi / \sqrt{6}}{u + \theta \cdot \gamma}$$
(19)

When the values of parameters u and  $\theta$  of the gumbel distribution are unknown, as is our case, the ratio between them, called r, is used and is expressed as (Capriani Mayer and Siamphukdee [5]):

$$r = \frac{\theta}{u} = \left(\frac{\pi}{CV.\sqrt{6}} - \gamma\right) \tag{20}$$

Therefore, the bias factor value, given only coefficient of variation (CV) and the exceedance probability (p), can be obtained by equation 21.

$$\lambda^* = \frac{1+r.s_p}{1+r.\gamma} \tag{21}$$

Table 5 presents the conversion of the value of the moment obtained by TB-450 into annual exceedance probabilities. Use of the maximum distribution in the analysis of serviceability limit state, for the bending moment from traffic load model, is conservative.

The bias factor ( $\lambda^*$ ), presented in equation 21, makes two conversions: the first is the conversion of the characteristic moment of the 50-year distribution ( $M_{_{TT}}$ ) to the characteristic moment of the annual distribution ( $M_{_{TT,anual}}$ ) and the second is the conversion of the characteristic value to the mean of the distribution, as presented in equation 22.

$$\mu_{M_{TT}} = \lambda^* \cdot M_{TT} = b_f \cdot c_t \cdot M_{TT} = b_f \cdot M_{TT,anual}$$
(22)

 $\mathbf{b}_{\rm f}$  is the coefficient that converts the characteristic value to the mean of the distribution;

#### Table 6

Distributions for the random variables used in the reliability analysis

R.V.	Unity	Distribution	λ	Value	μ	CV	σ	Reference
$\sigma_{\text{c,ato}}$	N/mm²	Normal	1.28	30.0	38.4	0.164	6.2976	(Hueste et al.[11]); (Bartlett and MacGregor[4])
$\sigma_{\text{c,ope}}$	N/mm²	Normal	1.13	39.0	44.07	0.164	7.2275	(Hueste et al.[11]); (Bartlett and MacGregor[4])
$\sigma_{\text{t,ato}}$	N/mm²	Normal	1.03	-4.0716	-4.1938	0.183	0.7675	(Hueste et al.[11]); (Bartlett and MacGregor[4])
$\sigma_{\text{t,ope}}$	N/mm²	Normal	1.01	-4.4478	-4.4923	0.183	0.8221	(Hueste et al.[11]); (Bartlett and MacGregor[4])
Po	Ν	Normal	1	7508000	7058000	0.015	112620	(Caprani. Mayer and Siamphukdee[5])
eb	mm	Normal	1	545	545	0.015	8.175	(Caprani. Mayer and Siamphukdee[5])
А	mm²	Normal	1	556000	556000	0.025	13900	(Caprani. Mayer and Siamphukdee[5])
W <sub>i,ato</sub>	mm³	Normal	1	235000000	235000000	0.039	9165000	(Caprani. Mayer and Siamphukdee[5])
$W_{s,ato}$	mm³	Normal	1	193000000	193000000	0.038	7334000	(Caprani. Mayer and Siamphukdee[5])
W <sub>i,ope</sub>	mm³	Normal	1	332000000	332000000	0.044	1.5E+07	(Caprani. Mayer and Siamphukdee[5])
W <sub>s,ope</sub>	mm³	Normal	1	549000000	549000000	0.073	4E+07	(Caprani. Mayer and Siamphukdee[5])
ΔPi	Ν	Normal	1	525560	525560	0.3	157668	(JCSS[13])
$\Delta P_{inf}$	Ν	Normal	1	1351440	1351440	0.3	405432	(JCSS[13])
Mpre	N.mm	Normal	1.03	2068000000	2007766990	0.08	1.6E+08	(Rakoczy and Nowak[28])
M <sub>laie</sub>	N.mm	Normal	1.05	1362000000	1297142857	0.1	1.3E+08	(Rakoczy and Nowak[28])
M <sub>cp</sub>	N.mm	Normal	1	869000000	869000000	0.25	2.2E+08	(Rakoczy and Nowak[28])
Mπ	N.mm	Gumbel 1	1.615	3842000000	2379135588	0.18	4.3E+08	This paper; (Rakoczy and Nowak[28])

c<sub>t</sub> is the coefficient that converts the characteristic bending moment of the 50-year distribution ( $M_{TT}$ ) to the characteristic bending moment of the annual distribution ( $M_{TTanual}$ ).

## 5.3 Distribution and value of the random variable of loss of prestressing

For this study, the bridge was considered to be in an environment with an  $15^{\circ}$ C annual average temperature and a 60% average relative humidity (RH).

There are only few studies on immediate and slow losses in prestressed concrete using probabilistic analysis. The study by Gilbertson and Ahlborn [10] presented the effects of the inherent variability of the parameters used to estimate the loss of prestressing. Two typical cases of prestressed beams of bridges were studied using the methods provided in AASHTO, PCI and ACI 318-99 regarding loss of prestressing in operation condition.

As there is no study for the formulations proposed by NBR6118 [2], the JCSS study [14] was considered, taking into account a normal distribution, with a bias factor ( $\lambda$ ) equal to 1 and a coefficient of variation (CV) equal to 0.30 for the immediate and total losses already converted into annual probabilities.

5.4 Distribution and values of the random variables

Table 6 presents the random variables, type of distribution, average and coefficient of variance.

#### 6. Results and discussions

#### 6.1 Reliability index

Table 7 provides the results of the annual reliability index using the First-Order Mean Value (FOMV) method, First-Order Reliability Method (FORM) and the probability of failure (pf), for each limit state equation.

The reliability index obtained by the FOMV method yields some different values from the reliability index obtained by FORM. This difference exists because the FOMV method consists in a first-order approximation at the mean point, and FORM involves building a joint probability distribution function and its transformation into the standard normal space.

Since we used the same geometric characteristics and materials of the bridge presented in Caprani, Mayer and Siamphukdee [5], we can make a comparison of the annual reliability indexes. Table 8 presents the comparison of the annual reliability indexes, obtained

#### Table 7

Annual serviceability reliability indices for the four limit state functions

-	<b>g</b> <sub>1</sub> ( <b>x</b> )	g <sub>2</sub> (x)	g <sub>3</sub> (x)	g4(x)
$\beta_{FOMV}$	5.57	2.84	3.70	2.29
$\beta$ by FORM	5.53	2.84	3.71	2.26
p <sub>f</sub> by FORM	1.6 x 10-8	2.26 x 10-3	5.59 x 10-4	1.19 x 10-2

#### Table 8

Annual serviceability reliability indices for the four limit state functions from Australian, Europe and Brazilian Standard

	<b>AS</b> <sup>(1)</sup>	<b>EN</b> <sup>(1)</sup>	NBR
	4.81	5.55	5.53
g <sub>2</sub> (x)	2.12	2.82	2.84
g <sub>3</sub> (x)	3.36	3.74	3.72
$g_4(x)$	1.54	2.44	2.26
Number of strands	48	40	40

<sup>(1)</sup> Reliability indices from Caprani, Mayer and Siamphukdee [5]

by FORM, for the Australian (AS), European (EN) and the Brazilian (NBR) standards.

The reliability index for the four limit state equations for NBR were slightly below the values obtained for EN. This small difference occurs due to the bias factor of the bending moment generated by the traffic load model of each standard and the allowable tensile stress. As compared to the Australian standard, NBR has higher values for the reliability index because the bending moment generated by the Australian standard traffic load model has a low bias factor for the serviceability limit state situation (Capriani Mayer and Siamphukdee [5]).

The reliability index obtained by using equation  $g_4(x)$  for the three standards did not reach the target reliability index of 2.9 provided by the European standard. Besides equation  $g_4(x)$ , the AS does not meet the 2.9 value for equation  $g_2(x)$ . Table 9 presents the annual target reliability indexes presented in the European standard and by the Joint Committee on Structural Safety (JCSS). The target reliability index of 2.9 for service limit state seem to be high.

The JCSS[13] proposes values for the target reliability index for the irreversible serviceability limit state. EN obtained values of the

#### Table 9

Literature annual target reliability indices for the different service limit state functions

Reference	$\beta_{alvo}$
EN1990:2002 – basis of structural design	2.9
JCSS 2000b (low relative cost of safety measure)	1.3
JCSS 2000b (moderate relative cost of safety measure)	1.7
JCSS 2000b (high relative cost of safety measure)	2.3

reliability index higher than 2.3 in all the four equations. NBR has three reliability indexes higher than 2.3 and, for equation  $g_4(x)$ , this value was very close; AS does not meet the value 2.3 for equations  $g_2(x)$  and  $g_4(x)$ .

These reliability indexes may be unconservative because in the loss of prestressing, the values of average and coefficient of variation recommended by the JCSS [14] seems to be high. These values were based on Naaman and Siriaksorn [19].

The four limit state equations studied were assumed to be perfect; that is, the model error was assumed as unitary since there is no study assessing the model error for the serviceability limit state of prestressed bridge guirders.

The reliability indexes were obtained through a design which sought a smaller number of tendons and the largest excentricity possible. The reduction in excentricity and the increase in the number of tendons may lead to other results.

#### 6.2 Analysis of sensitivity

The sensitivity was obtained by deriving the first-order probability of failure estimate with respect to the design variables in standard normal space. This sensitivity is a linear measure and, therefore, it serves only as an approximation to the non-linear limit state equa-

#### Table 10

Sensibility analysis of random variables on annual serviceability reliability indices for each limit state function

	g <sub>1</sub> (x)	g <sub>2</sub> (x)	g₃(x)	g₄(x)
$\sigma_{c,ato}$	-	97.43%	-	-
$\sigma_{ m c,ope}$	-	-	95.37%	-
$\sigma_{t,ato}$	29.41%	-	-	-
$\sigma_{t,ope}$		-	-	7.07%
Po	1.28%	0.41%	0.02%	2.24%
eb	4.96%	0.11%	0.12%	0.40%
А	4.09%	0.19%	0.14%	0.66%
W <sub>i,ato</sub>	-	0.19%	-	0.04%
W <sub>s,ato</sub>	15.91%	-	0.01%	
$W_{i,ope}$	-	-	-	3.26%
W <sub>s,ope</sub>	-	-	0.40%	-
$\Delta P_i$	2.52%	0.79%	-	-
$\Delta P_{inf}$	-	-	0.30%	29.04%
M <sub>pre</sub>	41.83%	0.88%	1.27%	4.91%
M <sub>laje</sub>	-	-	0.83%	3.20%
M <sub>cp</sub>	-	-	0.30%	4.65%
Mπ	-	-	1.24%	44.53%

tions and for non-normal probability distributions. This information is very important, as it allows reducing the dimension of the problem by eliminating unimportant variables (Melchers and Beck [18]). Table 10 presents the analysis of sensitivity for the four limit state equations.

The analysis of sensitivity shows that for limit state equation  $g_1(x)$ , the random variables bending moment due to weight of the prestressed "u" beam  $(M_{\rm pre})$ , allowable tensile stress during prestressing  $(\sigma_{t,ato})$  and elastic section modulus at the upper fiber during prestressing  $(W_{s,ato})$  have a greater contribution to the probability of failure.

During prestressing, the upper fibers at mid-span stressed because the moment of prestressing is greater than the weight of the prestressed beam, making random variable  $M_{pre}$  be important for the probability of failure.

For limit state equations  $g_2(x)$  and  $g_3(x)$ , only the random variables of the allowable stresses are of importance for the analysis of reliability. The result of the analysis of sensitivity for these two equations is not surprising because the allowable stresses play an important role in the design.

Limit state equation g<sub>4</sub>(x), which has the lowest reliability index, has great sensitivity to the random variables of total loss of prestressing force ( $\Delta P_{inf}$ ) and traffic load bending moment (M<sub>TT</sub>). The allowable tensile stress for this limit state equation has little sensitivity as compared to the two other aforementioned variables.

#### 7. Conclusions

The analysis of reliability allows design standards to establish a minimum safety level, and analysts to assess the safety performance of structures designed according to these standards. The reliability indexes obtained herein show that the Brazilian standard has a safety level similar to that of the European standard and greater than the Australian standard.

The random variables bending moment due to weight of the precast "u" beam (M<sub>pre</sub>), the allowable tensile stress during prestressing ( $\sigma_{t,ato}$ ), the bending resistance modulus of the upper fiber during prestressing (W<sub>s,ato</sub>), the allowable compressive stress during prestressing ( $\sigma_{c,ato}$ ), the admissible compressive stress in operation ( $\sigma_{c,ope}$ ), the total losses of prestressing strength ( $\Delta P_{inf}$ ) and the bending moment the traffic load model (M<sub>TT</sub>) showed the largest influences in reliability analysis results.

The results of this work are for the maximum moment at the midspan; there may be other more critical cases in which the reliability index may be lower.

#### 8. References

- Al-Harthy, A. S., e D. M. Frangopol. 1994. Reliability Assessment of Prestressed Concrete Beams. Journal of Structural Engineering 120 (1): 180–199.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
   Projeto de estruturas de concreto Procedimento NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas - NBR 7188, Rio de Janeiro, 2013.

- [4] Bartlett, F. M., and J. G. MacGregor. 1996. Statistical Analysis of the Compressive Strength of concrete in Structures. ACI Materials Journal 93 (2): 158–168.
- [5] Caprani, C. C., Mayer M. M. e Siamphukdee K. Reliability analysis of a Super-T prestressed concrete girder at serviceability limit state to AS 5100:2017, Australian Journal of Structural Engineering, 18:2, 60-72, DOI: 10.1080/13287982.2017.1332843
- [6] Du, J. S., and F. T. K. Au. 2005. Deterministic and Reliability Analysis of Prestressed Concrete Bridge Girders: Comparison of the Chinese, Hong Kong and AASHTO LRFD Codes. Structural Safety 27 (3): 230–245. doi: 10.1016/j.strusafe.2004.10.004.
- [7] European Committee for Standardization. 2005. EN 1990:2002. Eurocode - Basis of structural design. Eurocode 0. Brussels: European Committee for Standardization.
- [8] European Committee for Standardization. 2010. EN 19912:2003. Eurocode 1 – Action on Structures – Part 2: Traffic Loads on Bridges. Brussels: European Committee for Standardization.
- [9] Foster, S. J., M. G. Stewart, M. Loo, M. Ahammed, e V. Sirivivatnanon. 2016. Calibration of Reinforced Concrete Structures Standard AS3600 Part I: Statistical Analysis of Material Properties and Model Error. Australian Journal of Structural Engineering 17 (4): 242–253. Taylor & Francis. doi: 10.1080/13287982.2016.1246793.
- [10] Gilbertson, C.G. e Ahlborn, T.M. 2004. A Probabilistic Comparison of Prestress Loss Methods in Prestressed Concrete Beams. PCI Journal: 52-69.
- [11] Hueste, M. B. D., P. Chompreda, D. Trejo, D. B. H. Cline, e P. B. Keating. 2004. Mechanical Properties of Highstrength Concrete for Prestressed Members. ACI Structural Journal 101 (4): 457–465.
- [12] Hwang, E. S., S. H. Nguyen, e Q. H. Nguyen. 2014. Development of Serviceability Limit State Design Criteria for Stresses in Prestressed Concrete Girders. KSCE Journal of Civil Engineering 18 (7): 2143–2152. doi: 10.1007/ s12205-014-1426-x.
- [13] JCSS. 2000a. Probabilistic Model Code Part 3. Joint Committee on Structural Safety.
- [14] JCSS. 2000b. Probabilistic Model Code Part 1. Joint Committee on Structural Safety.
- [15] Jovem, T. P. Estudo Analítico e Numérico de Repartição de Carga em Tabuleiros de Pontes Retas com Longarinas Múltiplas de Concreto Armado. 2017. 152 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.
- [16] Kasyznska, M., e A. S. Nowak. 2005. Target Reliability for Design and Evaluation of Bridges. Fifith International Conference on Bridge Management, 401–408. Guildford: Thomas Telford.
- [17] Luchi, L. A. R., 2006. Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras. Tese de doutorado. EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.
- [18] Melchers, R. E. e Beck, A. T. 2017. Structural Reliability Analysis and Prediction. Chichester: Wiley.

- [19] Naaman, A. E.; Siriaksorn, A. Reliability of Partially Prestressed Beams at Serviceability Limit States. Pci Journal, v. 27, n. 6, p.66-85, 1 nov. 1982. Precast/Prestressed Concrete Institute. http://dx.doi.org/10.15554/ pcij.11011982.66.85.
- [20] Nowak, A. S., H. Nassif, and L. DeFrain. Effect of Truck Loads on Bridges. Journal of Transportation Engineering, Vol. 119, No. 6, 1993, pp. 853–867.
- [21] Nowak, A. S., e K. R. Collins. 2013. Reliability of Structures. 2nd ed. Boca Raton, FL: CRC Press.
- [22] Nowak, A. S., C. H. Park, e J. R. Casas. 2001. Reliability Analysis of Prestressed Concrete Bridge Girders: Comparison of Eurocode, Spanish Norma IAP and AASHTO LRFD. Structural Safety 23 (4): 331–344. doi: 10.1016/ S0167-4730(02)00007-3.
- [23] Nowak, A. S., M. M. Szersen, E. K. Szeliga, A. Szwed, e P. J. Podhorecki. 2008. Reliability-based Calibration for Structural Concrete, Phase 3. Portland Cement Association 2849: 110.
- [24] OBrien, E. J., F. Schmidt, D. Hajializadeh, X. Y. Zhou, B. Enright, C. C. Caprani, S. Wilson, E. Sheils. 2015. A Review of Probabilistic Methods of Assessment of Load Effects in Bridges. Structural Safety 53: 44–56. Elsevier Ltd. doi: 10.1016/j.strusafe.2015.01.002.
- [25] O'Brien, E.J. and Enright, B. Modeling same-direction twolane traffic for bridge loading. Structural Safety, No. 33, pp. 296-304, 2011.
- [26] O'Connor, A., e I. Enevoldsen. 2007. Probability-based Bridge Assessment. Bridge Engineering 160 (BE3): 129– 137. doi: 10.1680/bren.2007.160.3.129.
- [27] Portela, E. L. et al . Single and multiple presence statistics for bridge live load based on weigh-in-motion data. Rev. IBRACON Estrut. Mater., São Paulo, v. 10, n. 6, p. 1163-1173, Nov. 2017. Available from <a href="http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\_arttext&pid=S1983-41952017000601163&lng=en&nrm=iso">http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\_arttext&pid=S1983-41952017000601163&lng=en&nrm=iso>.access on 04 Apr. 2018. http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952017000600002.</a>
- [28] Rakoczy, A. M., e A. S. Nowak. 2013. Reliability-based Sensitivity Analysis for Prestressed Concrete Girder Bridges. PCI Journal 59 (4): 129–130.
- [29] Sivakumar, B., M. Ghosn, and F. Moses. NCHRP Report 683; Protocols for Collecting and Using Traffic Data in Bridge Design. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, 2011.
- [30] Stucchi, F. R., & Luchi, L. A. R. e. (2015). Real road load compared to standard load for Brazilian bridges. Proceedings of the ICE - Bridge Engineering, 168(3), 245–258. https://doi.org/10.1680/bren.13.00028
- [31] STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C.Evaluation of the Safety Criteria of Brazilian Standard NBR 6118 Based on Reliability Analyses. In: Joint IABSE fib Conference: Codes in Structural Engineering, Dubrovinik, 2010.
- [32] STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C. Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118. Revistalbracon de Estruturas, São Paulo, v. 3, n. 2, 2007.
- [33] Sykora, M., D. Diamantidis, M. Holicky, e K. Jung. 2017. Target Reliability for Existing Structures Considering Eco-

nomic and Societal Aspects. Structure and Infrastructure Engineering 13 (1): 181–194. Taylor & Francis. doi: 10.1080/15732479.2016.1198394.



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

# Reliability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit state as recommended by NBR 6118 and 7188

### Análise de confiabilidade de uma viga pré-moldada protendida de ponte dimensionada no estado limite de serviço preconizado na NBR 6118 e 7188





P. H. C. DE LYRA a pedro.lyra@maua.br https://orcid.org/0000-0001-5220-7343

A. T. BECK <sup>b</sup> atbeck@sc.usp.br https://orcid.org/0000-0003-4127-5337

F. R. STUCCHI <u>fernando.stucchi@poli.usp.br</u> https://orcid.org/0000-0003-4149-0985

#### Abstract

Nowadays it is known that it is important to study the safety of structures to avoid tragic accidents or economic losses. The most widely used method in the world to evaluate the safety of structures is structural reliability. The reliability index of prestressed precast beams of bridges designed using Brazilian standards (NBR6118 and NBR7188) is not known. This work evaluates the annual reliability indexes of a prestressed precast beam bridge at the serviceability limit state (SLS) projected using the Brazilian standard and compares it with results from the literature. The studied bridge has 33.5 meters of span, is simply supported, constituted by five precast concrete beams with U section. The reliability analysis was carried out using two methods for the four limit state equations: First Order Mean Value (FOMV) and First Order Reliability Method (FORM). Sensitivity analyzes were performed to consider both the relative contribution of these variables and the effect of their distributions on the annual reliability indexes for SLS. It was verified that the effect of load trains and the allowable stress significantly reduce the reliability index obtained for Brazilian standard. The service limit state equations are particularly sensitive to load trains, allowable stress and prestress losses, as well as their respective distributions.

Keywords: reliability, safety, precast beam, bridge, prestressed beam.

#### Resumo

Nos dias de hoje sabe-se que é importante estudar a segurança das estruturas, para evitar acidentes trágicos, bem como endereçar o compromisso entre segurança e economia. O método mais utilizado no mundo para avaliar a segurança de estruturas é a confiabilidade estrutural. O índice de confiabilidade não é conhecido para vigas pré-moldadas protendidas de pontes projetadas utilizando as normas brasileiras (NBR6118 e NBR7188). Este trabalho avalia os índices de confiabilidade anual de uma viga pré-moldada protendida de ponte no estado limite de serviço (ELS), projetada utilizando a norma brasileira, e compara com resultados da literatura. A ponte estudada possui 33,5 metros de vão, é bi apoiada, constituída por cinco vigas de concreto protendido com seção U. A análise de confiabilidade de primeira ordem (FORM). Análises de sensibilidades foram executadas para considerar tanto a contribuição relativa das variáveis envolvidas como o efeito de suas distribuições nos índices de confiabilidade anual para ELS. Verificou-se que o momento fletor do trem-tipo e as tensões admissíveis reduzem significativamente os índices de confiabilidade obtidos para a norma brasileira. As equações de estado limite de serviço são particularmente sensíveis ao momento fletor do trem-tipo, tensões admissíveis e perdas de protensão, bem como suas respectivas distribuições.

Palavras-chave: confiabilidade, segurança, concreto protendido, pontes, vigas protendidas.

Instituto Mauá de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, São Caetano do Sul, SP, Brasil;

<sup>b</sup> Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil;

Universidade de São Paulo, Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Paulo, SP, Brasil.

Received: 19 Apr 2019 • Accepted: 28 Aug 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

#### 1. Introdução

Ponte é uma estrutura destinada a estabelecer a continuidade de uma via, transpondo um obstáculo e é um componente importante para o transporte. Qualquer falha que venha a interditá-la causa um enorme constrangimento, atrapalhando o deslocamento das pessoas e causando prejuízos à economia. Assim, é importante estudar a segurança destas estruturas, de modo que elas possam atender à sociedade por um longo tempo, sem interrupções e com o menor custo possível.

O método mais utilizado para avaliar a segurança das estruturas, tanto para o estado limite de serviço (ELS) como para o estado limite último (ELU), é a confiabilidade estrutural. A confiabilidade de uma estrutura está associada com o grau de confiança que ela tem em cumprir o seu propósito de projeto por um determinado período de referência.

O método de confiabilidade exige a caracterização estatística dos parâmetros envolvidos no modelo, o que depende da qualidade dos dados estatísticos relacionados ao problema e da precisão do modelo matemático usado para análise das equações de estado limite. No Brasil a utilização da teoria da confiabilidade trouxe uma importante mudança no dimensionamento de elementos estruturais como lajes em balanço e pilares. Pelos estudos realizados em Stucchi e Santos [31 e 32], utilizando a teoria da confiabilidade, todos os esforços solicitantes em lajes em balanço com espessuras entre 18 e 10 cm devem ser majorados pelo coeficiente  $\gamma_n$ . De maneira semelhante, a versão 2014 da norma NBR6118 limitou a dimensão mínima dos pilares em 14 cm, que em versões anteriores admitia pilares com até 12 cm de espessura (mínimo).

Para ajudar na análise de confiabilidade estrutural foi introduzido o conceito de índice de confiabilidade  $\beta$ . Algumas normas, como os eurocódigos da Europa e a *"Load and Resistance Factor Design"* dos Estados Unidos, definem um índice de confiabilidade alvo, de acordo com a importância da estrutura ou elemento estrutural.



### Figura 1

Fluxograma da metodologia

#### 2. Calibração das normas internacionais para pontes de concreto protendido

Segundo Portela [27], muito trabalho foi feito na determinação do modelo de ações devido ao tráfego. Entre esses, uma atenção especial deve ser dada a Nowak, Nassif e DeFrain [20]; os autores utilizaram o papel de probabilidade correspondente a distribuição normal para extrapolar o efeito de carga de tráfego para 75 anos.



#### Figura 2

Pontes com vigas de concreto pré-moldado protendidas com laje moldada *"in loco"* (Caprani, Mayer e Siamphukdee [5])



#### Figura 3

Trem-tipo TB-450 da norma NBR7188-2013[3]

No Brasil, um importante trabalho para a determinação do modelo de ações foi o de Stucchi e Luchi [30], que fizeram a simulação do tráfego em pontes de concreto em grelha e em seção celular, com vãos variando de 30 m a 200 m, em situação de engarrafamento, a partir de dados coletados por pesagens em balanças rodoviárias. Na Europa, a análise realizada por O'Brien e Enright [25] e Sivakumar [29] usaram dados de pesagem em movimento para modelar o carregamento em pontes.

Além disso, existem vários trabalhos que avaliam os índices de confiabilidade para vigas e tabuleiros de concreto protendido (CP), de acordo com certas normas internacionais. Um dos trabalhos pioneiros foi o de Al-Harthy e Frangopol [1], que avaliaram 73 vigas bi apoiadas de concreto protendido, no estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS), baseado no dimensionamento e verificações preconizados na norma do *"American Concreto Institute"* (ACI).

Outros estudos incluem a determinação dos índices de confiabilidade na capacidade de flexão no ELU e tensões admissíveis do ELS no ato da protensão e operação, para vigas pré-moldadas protendidas de ponte para a norma chinesa, Hong Kong SDMRH e AASHTO LRFD (Du e Au [6]).

Em outro estudo, Hwang, Nguyen e Nguyen [12] investigaram os índices de confiabilidade das vigas pré-moldadas protendidas de ponte no ELS para o modelo de carga de tráfego coreano existente e um modelo de carga de tráfego recentemente proposto. O efeito da carga de tráfego foi assumido como distribuído de maneira lognormal.

O estudo mais recente de Caprani, Mayer e Siamphukdee [5] investiga o valor do índice de confiabilidade para a norma Australiana, utilizando a norma Europeia e um caso hibrido como parâmetros de comparação.

#### 3. Metodologia

Na Figura 1 é apresentada a metodologia utilizada neste trabalho, que tem como base Caprani, Mayer e Siamphukdee [5].

O problema de confiabilidade foi resolvido utilizando o programa StRAnD – "Structural Reliability Analysis and Design", versão Mathematica, desenvolvido junto ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos pelo Professor André Teófilo Beck.

#### 4. Análise estrutural e dimensionamento da ponte

A ponte estudada, apresentada na Figura 2, é uma ponte bi apoiada com vigas pré-moldadas protendidas e laje moldada "*in loco*", possui vão de 33,5 m, 5 vigas pré-moldadas protendidas, laje moldada "*in loco*" com espessura de 18 cm e a camada de asfalto com 6,5 cm de espessura. A viga pré-moldada protendida possui altura de 150 cm; para a análise e dimensionamento foi considerada a Viga 1.

#### 4.1 Características geométricas e resistência do concreto

Na análise e no dimensionamento da protensão é necessário conhecer as características geométricas e a resistência do concreto em duas situações: ato da protensão e operação da ponte. No ato da protensão, fase em que a viga está no canteiro, somente a seção da viga pré-moldada resiste aos esforços da protensão e do peso próprio, isto acontece porque a laje moldada "in loco" não foi concretada nesta fase.

Na situação de operação da ponte a laje já foi concretada, fazendo parte do sistema resistente da ponte, mas também contribuído para o peso sobre a viga, juntamente com pavimento, guarda-rodas e ação do trem-tipo. A Tabela 1 apresenta as características geométricas e a resistência do concreto para as duas situações.

#### 4.2 Modelo de ações da NBR7188 – TB-450

Para este estudo foi considerado o trem-tipo TB-450 da norma NBR7188[3]; este trem-tipo é definido por um veículo tipo de 450kN com 6 rodas P = 75kN, 3 eixos de carga afastados entre si de 1,5m. com área de ocupação de 18,0m<sup>2</sup>, circundado por uma carga uniformemente distribuída constante p = 5kN/m<sup>2</sup>, conforme Figura 3.

A carga "P", em kN, é a carga vertical estática concentrada aplicada ao nível do pavimento, com valor característico e sem qualquer majoração. A carga "p", em kN/m², é a carga vertical estática uniformemente distribuída aplicada ao nível do pavimento, com valor característico e sem qualquer majoração.

A carga concentrada " Q", em kN, e a carga distribuída "q", em kN/m², são os valores da carga vertical móvel aplicados ao nível do pavimento, iguais aos valores característicos majorados

#### Tabela 1

Dados da resistência do concreto e geometria da seção transversal

Dado	Símbolo (unidade)	Ato da protensão	Operação
Resistência à compressão do concreto	f <sub>ck</sub> (N/mm²)	50	65
Área da seção transversal	A (mm²)	556000	934000
Inércia	l (mm⁴)	159 x 10°	348 x 10 <sup>9</sup>
Módulo resistente à flexão - fibra inferior	W <sub>i</sub> (mm³)	235 x 10 <sup>6</sup>	332 x 10 <sup>6</sup>
Módulo resistente à flexão - fibra superior	W <sub>s</sub> (mm³)	193 x 10 <sup>6</sup>	549 x 10 <sup>6</sup>

#### Tabela 2

Máximo momento fletor para cada carregamento

Carregamento	Símbolo	Norma Brasileira
Viga "U• pré-moldada	M <sub>pre</sub>	2068 kN.m
Laje moldada ``in loco"	M <sub>laje</sub>	1362 kN.m
Pavimento + Guarda-rodas	M <sub>cp</sub>	869 kN.m
Trem-tipo	M <sub>π</sub>	3842 kN.m

pelos Coeficientes de Impacto Vertical (CIV), do Número de Faixas (CNF) e de Impacto Adicional (CIA) abaixo definidos.

$$q = p^* CIV^* CNF^* CIA$$
(2)

#### 4.3 Tensões admissíveis pela NBR6118

A NBR6118[2] especifica que na falta de ensaios, a resistência à tração direta pode ser avaliada pelo seu valor médio ou característico por meio das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 * f_{ct,m} \tag{3}$$

 $f_{ctk,suf} = 1.3 * f_{ct,m} \tag{4}$ 

Para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0.3 * f_{ck}^{2/3}$$
<sup>(5)</sup>

Para concretos de classes C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2.12 * \ln(1 + 0.11 * f_{ck})$$
(6)

Onde:

f<sub>ct.m</sub> e f<sub>ck</sub> são expressos em megapascal (MPa);

Para o dimensionamento da protensão, na situação de operação, considera-se que a tensão máxima de tração não pode ultrapassar:

$$f_{ct,f} = \alpha * f_{ctk,inf} \tag{7}$$

E na situação do ato da protensão:

$$f_{ct,f} = \alpha * f_{ctm,j} \tag{8}$$

com  $\,\alpha\,$ igual a 1,5 para seções retangulares, 1,2 para seções tipo "T" e 1,3 para seções "I".

#### Tabela 3

Dados da cordoalha adotada (AS 5100.5)

No dimensionamento da protensão a tensão máxima de compressão no ato da protensão deve ficar abaixo de 70% da resistência característica  $f_{ckj}$  prevista para a idade de aplicação da protensão. Para a tensão máxima de compressão na operação, a norma não especifica um valor, mas é boa prática adotar o valor em torno de 60% do  $f_{ck}$ .

#### 4.4 Esforços solicitantes na viga 1

A ponte foi modelada no programa comercial LIP, fornecido pela empresa TQS e desenvolvido pelo engenheiro Sander David Cardoso Junior. O programa determina os esforços solicitantes nas longarinas para as cargas permanentes e a carga móvel, de acordo com a NBR7188[3]. A análise de distribuição transversal de cargas é feita pelos métodos Courbon/Engesser ou processo Fauchart, utilizados respectivamente para pontes com e sem transversinas intermediárias.

Jovem [15] comparou o resultado fornecido pelo LIP com modelos numéricos de hierarquia superior e os resultados foram bastante próximos em pontes com mais de três longarinas, que é caso da ponte estudada. A Tabela 2 apresenta o momento fletor máximo no meio do vão, obtido pelo programa LIP, para cada carregamento.

#### 4.5 Dimensionamento da protensão da viga 1

Para o dimensionamento da protensão foi utilizado o concreto protendido nível 3 (protensão completa) da norma NBR6118[2]. A cordoalha utilizada para a protensão é a mesma utilizada em Caprani, Mayer e Siamphukdee [5], que é uma cordoalha com as especificações da norma Australiana AS 5100.5, conforme apresentado na Tabela 3. A Tabela 4 apresenta os dados utilizados para o dimensionamento da protensão e o resultado de número de cordoalhas.

Cordoalha	Resistência de ruptura (N/mm²)	Força de protensão no ato da protensão (kN)	Módulo de elasticidade (GPa)	Relaxação (%)
∳ 15,2 mm - 7 fios baixa relaxação	1750	188	195	2

#### Tabela 4

Dimensionamento da protensão e perdas

Descrição	Símbolo	Norma Brasileira
Número de cordoalhas	-	40 cordoalhas
Excentricidade do cabo representante	e <sub>b</sub>	545 mm
Força de protensão inicial (macaqueamento)	Po	7508 kN
Perdas imediatas	ΔP <sub>i</sub>	589 kN
Perdas totais	$\Delta P_{inf}$	1430 kN

#### Confiabilidade 5.

O projeto com base em normas técnicas utiliza o formato dos estados limites, que aborda de maneira aproximada as incertezas nas variáveis de projeto. Na realidade, os efeitos materiais, geométricos e de carga são de natureza aleatória e podem ser descritos através de distribuições de probabilidade. Uma estrutura é considerada confiável se ela executar a função prevista durante a vida de projeto e uma análise de confiabilidade fornece a probabilidade de falha e o índice de confiabilidade:

$$\beta = \Phi^{-1} \cdot (1 - p_f) \tag{9}$$

onde  $\Phi^{-1}$  é a função de distribuição normal padrão inversa e  $p_{e}$  é a probabilidade de falha. Neste estudo, o índice de confiabilidade (β) é calculado usando FORM. Detalhes sobre FORM e análises de confiabilidade podem ser encontrados na literatura (Melchers e Beck [18]).

#### 5.1 Equações do estado limite

Abaixo são apresentadas as equações do estado limite que foram utilizadas no estudo, duas equações são para o ato da protensão e duas são para a operação.

· Ato da protensão:

$$g_1(x) = -\sigma_{t,ato} + \left[ (P_0 - \Delta P_i) \cdot \left( \frac{1}{A} - \frac{e_b}{W_{s,ato}} \right) + \frac{M_{pr\acute{e}}}{W_{s,ato}} \right]$$
(10)

$$g_2(x) = \sigma_{c,ato} - \left[ (P_0 - \Delta P_i) \cdot \left( \frac{1}{A} + \frac{e_b}{W_{i,ato}} \right) - \frac{M_{pr\acute{e}}}{W_{i,ato}} \right]$$
(11)

$$g_3(x) = \sigma_{c,ope} - \left[ \left( P_0 - \Delta P_{inf} \right) \cdot \left( \frac{1}{A} - \frac{e_b}{W_{s,ato}} \right) + \frac{M_{pré} + M_{laje}}{W_{s,ato}} + \frac{M_{cp} + M_{TT}}{W_{s,ope}} \right]$$
(12)

$$g_{4}(x) = -\sigma_{t,ope} + \left[ \left( P_{0} - \Delta P_{inf} \right) \cdot \left( \frac{1}{A} + \frac{e_{b}}{W_{i,ato}} \right) - \frac{M_{pré} + M_{laje}}{W_{i,ato}} - \frac{M_{cp} + M_{TT}}{W_{i,ope}} \right]$$
(13)

Onde:

 $\sigma_{\!_{tato}}$  é a tensão admissível de tração no ato da protensão;

 $\sigma_{_{c\,ato}}$  é a tensão admissível de compressão no ato da protensão;  $\boldsymbol{\sigma}_{_{t\text{ope}}}$  é a tensão admissível de tração na operação;

 $\sigma_{c,ope}$  é a tensão admissível de compressão na operação; P<sub>o</sub> é a força de protensão inicial (macaqueamento);

ΔP<sub>i</sub> são as perdas imediatas da força de protensão;

ΔP<sub>inf</sub> são as perdas totais da força de protensão;

A é a área da seção transversal no ato da protensão;

e, é a excentricidade do cabo representante;

 $W_{_{i,ope}}\,$  é o módulo resistente à flexão da fibra inferior na operação; Williato é o módulo resistente à flexão da fibra inferior no ato da protensão;

 $W_{_{s,\text{ope}}}$  é o módulo resistente à flexão da fibra superior na operação;  $W_{_{s,ato}}\,$  é o módulo resistente à flexão da fibra superior no ato da protensão;

M<sub>pré</sub> é o momento fletor do peso da viga "u" pré-moldada;

M<sub>laia</sub> é o momento fletor do peso da laje moldada "in loco";

M<sub>cn</sub> é o momento fletor do peso do pavimento mais o guarda-rodas; M<sub>TT</sub> é o momento fletor do trem-tipo mais a multidão.

A primeira equação é para a tensão de tração na fibra superior, Estado Limite de Formação de Fissura (ELS-F), e a segunda equação é para a tensão de compressão na fibra inferior, Estado Limite de Compressão Excessiva (ELS-CE), ambas equações são utilizadas para o ato da protensão. Para essas duas situações é considerado que as perdas imediatas ( $\Delta P_i$ ) já ocorreram.

A terceira e quarta equações são para a tensão de tração na fibra inferior, Estado Limite de Formação de Fissura (ELS-F), e a tensão de compressão na fibra superior, Estado Limite de Compressão

Excessiva (ELS-CE), respectivamente, na situação de operação, considerando para ambas as equações as perdas totais ( $\Delta P_{inf}$ ). As equações de estado limite utilizadas neste estudo foram as mesmas utilizadas em Caprani, Mayer e Siamphukdee [5]. A consideração da adaptação por fluência resulta em equações de estado limite diferentes.

#### 5.2 Conversão do valor do trem-tipo para probabilidade de excedência anual

Os valores característicos do trem-tipo TB-450, apresentado na NBR7188[3], correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos. Se considerarmos o valor de 30% de probabilidade de ser ultrapassado durante um período de 50 anos, que corresponde ao período médio de retorno de 140 anos, a probabilidade convertida para anual fica:

$$p = \frac{n}{T} = \frac{1}{140} = 0.7\% \tag{14}$$

Para que este estudo possa ser comparado com Caprani, Mayer e Siamphukdee [5], precisamos converter o valor do modelo de ações para a probabilidade de excedência anual. Para a conversão é considerado que o momento máximo devido ao carregamento do tráfego segue uma distribuição de Gumbel tipo-1, conforme apresentado por Obrien et al. [24] e Stucchi e Luchi [30], e o valor do coeficiente de variação (CV) é de 0,18, conforme apresentado em Rakoczy e Nowak [28]. A função de densidade acumulada de probabilidade de uma distribuição de Gumbel tipo-1 é:

$$F(x) = exp\left[-e^{-\left(\frac{x-u}{\theta}\right)}\right] - \infty \le x \le \infty$$
(15)

onde:

x é a variável aleatória:

u é o parâmetro de locação;

 $\theta$  é o parâmetro de escala;

O desvio padrão (σ) para a distribuição Gumbel tipo-1 fica:

$$\sigma = \frac{6.\pi}{\sqrt{6}} \tag{16}$$

O fator de bias é a razão entre o valor médio (µ) e o valor característico (x,) e é apresentado na Equação 17.

$$\lambda = \frac{x_p}{\mu} = \frac{u + \theta. s_p}{u + \theta. \gamma} \tag{17}$$

onde:

γ é a constante de Euler-Mascheroni, que possui o valor de 0.577216:

s é o "standard extremal variate" e é definido pela equação 18.

$$s_p = -\ln(-\ln(1-p))$$
 (18)

Assim o coeficiente de variação é definido como:

$$CV = \frac{\theta \cdot \pi / \sqrt{6}}{u + \theta \cdot \gamma}$$
(19)

Quando os valores dos parâmetros u e  $\theta$  da distribuição são desconhecidos, como é o nosso caso, utiliza-se a razão entre eles, chamada de r, que é expressa como (Capriani Mayer e Siamphukdee [5]):

$$r = \frac{\theta}{u} = \left(\frac{\pi}{CV.\sqrt{6}} - \gamma\right)$$
(20)

O valor do fator de bias, dado somente o coeficiente de variação (CV) e a probabilidade de excedência (p), pode ser obtido pela equação 21.

$$\lambda^* = \frac{1+r.s_p}{1+r.\gamma} \tag{21}$$

## Reliability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit state as recommended by NBR 6118 and 7188

#### Tabela 5

Conversão do "*bias factor*" do momento fletor para anual

	Norma Brasileira
Probabilidade de falha anual	0,7%
Coeficiente de variação	0,18
$s_p = -\ln(-\ln(1-p))$	4,958334879
$r = \frac{\theta}{u} = \left(\frac{\pi}{CoV.\sqrt{6}} - \gamma\right)$	0,152716595
γ	0,5772
$\lambda = \frac{1 + r.s_p}{1 + r.\gamma}$	1,615

A Tabela 5 apresenta a conversão do valor do momento obtido pelo TB-450 para anual.

A utilização da distribuição de máximos, na análise de estado limite de serviço, para o momento fletor do trem-tipo é a favor da segurança.

O fator de bias ( $\lambda^*$ ), apresentado na equação 21, faz duas conversões: a primeira é a conversão do momento fletor característico da distribuição de 50 anos ( $M_{TT}$ ) para o momento fletor característico da distribuição anual ( $M_{TT,anual}$ ) e a segunda é a conversão do valor característico para a média da distribuição, conforme apresentado na equação 22.

$$\mu_{M_{TT}} = \lambda^* . M_{TT} = b_f . c_t . M_{TT} = b_f . M_{TT,anual}$$
(22)

Onde:

 ${\rm b}_{\rm f}$  é o coeficiente que converte o valor característico para a média da distribuição;

 $c_t$  é o coeficiente que converte o momento fletor característico da distribuição de 50 anos (MTT) para o momento fletor característico da distribuição anual (MTT,anual).

#### 5.3 Distribuição e valor da variável aleatória da perda de protensão

Para este estudo a ponte foi considerada em um ambiente com

#### Tabela 6

Distribuição e valores das variáveis aleatórias

uma temperatura média anual de 15°C e uma umidade relativa média (UR) de 60%.

Existem poucos estudos sobre perdas imediatas e lentas no concreto protendido utilizando a análise probabilística. O estudo de Gilbertson e Ahlborn [10] apresentou os efeitos da variabilidade inerente dos parâmetros utilizados para estimar a perda de protensão. Dois casos típicos de vigas protendidas de pontes foram estudados, usando os métodos especificados na AASHTO, PCI e ACI 318-99 de perda de protensão em condições de operação.

Como não existe estudo para as formulações propostas pela NBR6118[2], foi considerado o estudo do JCSS[14] que considera uma distribuição normal, com o fator de *"bias"* ( $\lambda$ ) igual a 1 e o coeficiente de variação (CV) igual a 0,30 para as perdas imediatas e totais já convertidas para probabilidades anuais.

#### 5.4 Distribuição e valores das variáveis aleatórias

Na Tabela 6 são apresentadas as variáveis aleatórias, tipo de distribuição, média e coeficiente de variação.

#### 6. Resultados e discussões

#### 6.1 Índice de confiabilidade

Na Tabela 7 são apresentados os resultados do índice de confiabilidade anual utilizando o método "*First Order Mean Value*" (FOMV), método de confiabilidade de primeira ordem (FORM) e a probabilidade de falha (p,), para cada equação do estado limite. O índice de confiabilidade obtido pelo método FOMV possui alguns valores diferentes do índice de confiabilidade obtido pelo FORM. Esta diferença existe porque o método FOMV consiste em uma aproximação de primeira ordem no ponto médio e o FORM envolve a construção de uma função conjunta de distribuição de probabilidades e a transformação desta para o espaço normal padrão.

V,A,	Unidade	Distribuição	λ	Valor	μ	CV	σ	Fonte
$\sigma_{\text{c,ato}}$	N/mm²	Normal	1,28	30,0	38,4	0,164	6,2976	(Hueste et al,[11]); (Bartlett e MacGregor[4])
$\sigma_{\text{c,ope}}$	N/mm²	Normal	1,13	39,0	44,07	0,164	7,2275	(Hueste et al,[11]); (Bartlett e MacGregor[4])
$\sigma_{\text{t,ato}}$	N/mm²	Normal	1,03	-4,0716	-4,1938	0,183	0,7675	(Hueste et al,[11]); (Bartlett e MacGregor[4])
$\sigma_{\text{t,ope}}$	N/mm²	Normal	1,01	-4,4478	-4,4923	0,183	0,8221	(Hueste et al,[11]); (Bartlett e MacGregor[4])
Po	Ν	Normal	1	7508000	7058000	0,015	112620	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
eb	mm	Normal	1	545	545	0,015	8,175	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
А	mm²	Normal	1	556000	556000	0,025	13900	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
W <sub>i,ato</sub>	mm³	Normal	1	235000000	235000000	0,039	9165000	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
W <sub>s,ato</sub>	mm³	Normal	1	193000000	193000000	0,038	7334000	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
W <sub>i,ope</sub>	mm³	Normal	1	332000000	332000000	0,044	1,5E+07	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
W <sub>s.ope</sub>	mm³	Normal	1	549000000	549000000	0,073	4E+07	(Caprani, Mayer e Siamphukdee[5])
ΔP	Ν	Normal	1	525560	525560	0,3	157668	(JCSS[13])
$\Delta P_{inf}$	Ν	Normal	1	1351440	1351440	0,3	405432	(JCSS[13])
$M_{pre}$	N.mm	Normal	1,03	2068000000	2007766990	0,08	1,6E+08	(Rakoczy e Nowak[28])
M <sub>laje</sub>	N.mm	Normal	1,05	1362000000	1297142857	0,1	1,3E+08	(Rakoczy e Nowak[28])
M <sub>cp</sub>	N.mm	Normal	1	869000000	869000000	0,25	2,2E+08	(Rakoczy e Nowak[28])
M <sub>π</sub>	N.mm	Gumbel 1	1,615	3842000000	2379135588	0,18	4,3E+08	Este estudo;(Rakoczy e Nowak[28])
#### Tabela 7

Índice de confiabilidade anual para as quatro equações do estado limite

-	g <sub>1</sub> (x)	g <sub>2</sub> (x)	g <sub>3</sub> (x)	g <sub>4</sub> (x)
$\beta_{FOMV} =$	5,57	2,84	3,70	2,29
$\beta$ by FORM =	5,53	2,84	3,71	2,26
$p_f$ by FORM =	1,6 x 10-8	2,26 x 10-3	5,59 x 10-4	1,19 x 10-2

Como este trabalho utilizou as mesmas características geométricas e materiais da ponte apresentada em Caprani, Mayer e Siamphukdee [5], é possível fazer uma comparação dos índices de confiabilidade anual. A Tabela 8 apresenta a comparação dos índices de confiabilidade anual, obtido através do FORM, para as normas australiana (AS), europeia (EN) e a brasileira (NBR).

O índice de confiabilidade para as quatros equações do estado limite para a NBR ficaram ligeiramente abaixo dos valores obtidos para a EN. Esta pequena diferença acontece devido ao fator de *"bias"* do momento fletor gerado pelo trem-tipo de cada norma e a tensão de tração admissível.

Em comparação com a norma australiana, a NBR possui valores maiores do índice de confiabilidade, porque o momento fletor gerado pelo trem-tipo da norma australiana possui um fator de "*bias*" baixo para a situação de estado limite de serviço.

O índice de confiabilidade obtido utilizando a equação  $g_4(x)$  para as três normas, não alcançou o índice de confiabilidade alvo de 2,9 preconizado pela norma europeia. Além da equação  $g_4(x)$ , a norma Australiana também não atende o valor de 2,9 para a equação  $g_2(x)$ . A Tabela 9 apresenta os índices de confiabilidade alvo anuais apresentado na norma europeia e pelo "*Joint Committee on Structural Safety*" (JCSS). O índice de confiabilidade alvo de 2,9 para a situação de serviço parece ser um valor alto.

O JCSS [13] propõe valores para o índice de confiabilidade alvo para o estado limite de serviço irreversível. A EN obteve valores do índice de confiabilidade acima de 2,3 em todas as quatro equações. A NBR possui três índices de confiabilidade acima de 2,3, e para a equação  $g_4(x)$  esse valor ficou muito próximo; já a AS não atende o valor de 2,3 para as equações  $g_2(x) e g_4(x)$ .

É possível que esses índices de confiabilidade estejam um pouco a favor da segurança porque na perda de protensão foram utilizados os valores de média e coeficiente de variação que o JCSS[14] recomenda; estes valores foram baseados no trabalho de Naaman e Siriaksorn [19].

As quatros equações de estado limite estudadas foram assumidas como perfeitas, isto é, erro do modelo foi assumido como unitário

#### Tabela 8

Índice de confiabilidade para as equações de estado limite utilizando o FORM

	<b>AS</b> <sup>(1)</sup>	<b>EN</b> <sup>(1)</sup>	NBR
g1(x) – tração	4,81	5,55	5,53
g <sub>2</sub> (x) - compressão	2,12	2,82	2,84
g₃(x) - compressão	3,36	3,74	3,72
g₄(x) – tração	1,54	2,44	2,26
n° de cordoalhas	48	40	40

<sup>(1)</sup> Índices de confiabilidade obtidos no trabalho de Caprani, Mayer e Siamphukdee[5]

porque não existe estudo que avalie o erro do modelo para o estado limite de serviço de pontes protendidas.

Os índices de confiabilidade foram obtidos através do dimensionamento que buscou um número menor de cordoalhas e maior excentricidade possível. A redução de excentricidade e aumento do número de cordoalhas podem levar a outros resultados.

#### 6.2 Análise de sensibilidade

A sensibilidade foi obtida derivando a aproximação de primeira ordem da probabilidade de falha em relação as variáveis de projeto no espaço normal padrão. Esta sensibilidade é uma medida linear e, portanto, vale apenas como aproximação para equações de estado limite não-lineares e para distribuições de probabilidade não normais. Esta informação é muito importante, pois permite reduzir a dimensão do problema através da eliminação de variáveis sem importância (Melchers e Beck [18]). A Tabela 10 apresenta a análise de sensibilidade para as quatro equações do estado limite.

A análise de sensibilidade mostrou que, para a equação do estado limite g<sub>1</sub>(x), as variáveis aleatórias do momento fletor do peso da viga "u" pré-moldada ( $M_{pre}$ ), da tensão admissível de tração no ato da protensão ( $\sigma_{t,ato}$ ) e do módulo resistente à flexão da fibra superior no ato da protensão ( $W_{s,ato}$ ) tem maior contribuição na probabilidade de falha.

No ato da protensão as fibras superiores, no meio do vão, são tracionadas devido ao momento de protensão ser maior do que o do peso próprio da viga pré-moldada, fazendo com que a variável aleatória M<sub>pre</sub> seja importante para a probabilidade de falha.

Para as equações de estado limite  $g_2(x) e g_3(x)$ , somente as variáveis aleatórias da tensão admissíveis possuem importância para a análise de confiabilidade. O resultado da análise de sensibilidade para estas duas equações não é surpreendente, porque as tensões admissíveis têm um papel importante no dimensionamento. A equação do estado limite  $g_4(x)$ , que possui o menor índice de confiabilidade, possui grande sensibilidade para as variáveis aleatórias das perdas totais da força de protensão ( $\Delta P_{inf}$ ) e do momento

#### Tabela 9

Índices de confiabilidade anuais da literatura para as diferentes funções de estado limite

Referência	$\beta_{alvo}$
EN1990:2002 – "Basis of structural design"	2,9
JCSS 2000b (custo relativo alto da medida de segurança)	1,3
JCSS 2000b (custo relativo moderado da medida de segurança)	1,7
JCSS 2000b (custo relativo baixo da medida de segurança)	2,3

Tabela 10

Análise de sensibilidade

	<b>9</b> 1( <b>x</b> )	<b>9</b> <sub>2</sub> ( <b>x</b> )	<b>9</b> <sub>3</sub> (X)	94(X)
$\sigma_{c,ato}$	-	97,43%	-	-
$\sigma_{ m c,ope}$	-	-	95,37%	-
σ <sub>t,ato</sub>	29,41%	-	-	-
σ <sub>t,ope</sub>		-	-	7,07%
Po	1,28%	0,41%	0,02%	2,24%
eb	4,96%	0,11%	0,12%	0,40%
А	4,09%	0,19%	0,14%	0,66%
W <sub>i,ato</sub>	-	0,19%	-	0,04%
W <sub>s,ato</sub>	15,91%	-	0,01%	-
W <sub>i,ope</sub>	-	-	-	3,26%
W <sub>s,ope</sub>	-	-	0,40%	-
ΔP	2,52%	0,79%	-	-
$\Delta P_{inf}$	-	-	0,30%	29,04%
M <sub>pre</sub>	41,83%	0,88%	1,27%	4,91%
M <sub>laje</sub>	-	-	0,83%	3,20%
M <sub>cp</sub>	-	-	0,30%	4,65%
Mπ	-	-	1,24%	44,53%

fletor do trem-tipo ( $M_{_{TT}}$ ). A tensão admissível de tração, para essa equação do estado limite, possui pequena sensibilidade, comparada as outras duas variáveis citadas acima.

# 7. Conclusões

A análise de confiabilidade permite que as normas estabeleçam um nível mínimo de segurança, através de valores de índice de confiabilidade anual, e que se avalie o desempenho de segurança das estruturas produzidas segundo estas normas. Os índices de confiabilidade obtidos neste trabalho mostram que a norma brasileira para pontes possui o nível de segurança parecido com a norma europeia, e maior que o da norma australiana.

As variáveis aleatórias de momento fletor oriundo do peso da viga "u" pré-moldada ( $M_{pre}$ ), da tensão admissível de tração no ato da protensão ( $\sigma_{t,ato}$ ), do módulo resistente à flexão da fibra superior no ato da protensão ( $W_{s,ato}$ ), da tensão admissível de compressão no ato da protensão ( $\sigma_{c,ato}$ ), da tensão admissível de compressão no ato da protensão ( $\sigma_{c,ato}$ ), da tensão admissível de compressão na operação ( $\sigma_{c,ope}$ ), das perdas totais da força de protensão ( $\Delta P_{inf}$ ) e do momento fletor do trem-tipo ( $M_{TT}$ ) mostraram ter grande influência nos resultados da análise de confiabilidade.

Os resultados deste trabalho são para momento máximo no meio do vão; podem existir outros casos mais críticos onde o índice de confiabilidade pode ser menor.

# 8. Referências bibliográficas

- Al-Harthy, A. S., e D. M. Frangopol. 1994. Reliability Assessment of Prestressed Concrete Beams. Journal of Structural Engineering 120 (1): 180–199.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
   Projeto de estruturas de concreto Procedimento NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas - NBR 7188, Rio de Janeiro, 2013.

- [4] Bartlett, F. M., and J. G. MacGregor. 1996. Statistical Analysis of the Compressive Strength of concrete in Structures. ACI Materials Journal 93 (2): 158–168.
- [5] Caprani, C. C., Mayer M. M. e Siamphukdee K. Reliability analysis of a Super-T prestressed concrete girder at serviceability limit state to AS 5100:2017, Australian Journal of Structural Engineering, 18:2, 60-72, DOI: 10.1080/13287982.2017.1332843
- [6] Du, J. S., and F. T. K. Au. 2005. Deterministic and Reliability Analysis of Prestressed Concrete Bridge Girders: Comparison of the Chinese, Hong Kong and AASHTO LRFD Codes. Structural Safety 27 (3): 230–245. doi: 10.1016/j.strusafe.2004.10.004.
- [7] European Committee for Standardization. 2005. EN 1990:2002. Eurocode - Basis of structural design. Eurocode 0. Brussels: European Committee for Standardization.
- [8] European Committee for Standardization. 2010. EN 19912:2003. Eurocode 1 – Action on Structures – Part 2: Traffic Loads on Bridges. Brussels: European Committee for Standardization.
- [9] Foster, S. J., M. G. Stewart, M. Loo, M. Ahammed, e V. Sirivivatnanon. 2016. Calibration of Reinforced Concrete Structures Standard AS3600 Part I: Statistical Analysis of Material Properties and Model Error. Australian Journal of Structural Engineering 17 (4): 242–253. Taylor & Francis. doi: 10.1080/13287982.2016.1246793.
- [10] Gilbertson, C.G. e Ahlborn, T.M. 2004. A Probabilistic Comparison of Prestress Loss Methods in Prestressed Concrete Beams. PCI Journal: 52-69.
- [11] Hueste, M. B. D., P. Chompreda, D. Trejo, D. B. H. Cline, e P. B. Keating. 2004. Mechanical Properties of

High-strength Concrete for Prestressed Members. ACI Structural Journal 101 (4): 457–465.

- [12] Hwang, E. S., S. H. Nguyen, e Q. H. Nguyen. 2014. Development of Serviceability Limit State Design Criteria for Stresses in Prestressed Concrete Girders. KSCE Journal of Civil Engineering 18 (7): 2143–2152. doi: 10.1007/ s12205-014-1426-x.
- [13] JCSS. 2000a. Probabilistic Model Code Part 3. Joint Committee on Structural Safety.
- [14] JCSS. 2000b. Probabilistic Model Code Part 1. Joint Committee on Structural Safety.
- [15] Jovem, T. P. Estudo Analítico e Numérico de Repartição de Carga em Tabuleiros de Pontes Retas com Longarinas Múltiplas de Concreto Armado. 2017. 152 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.
- [16] Kasyznska, M., e A. S. Nowak. 2005. Target Reliability for Design and Evaluation of Bridges. Fifith International Conference on Bridge Management, 401–408. Guildford: Thomas Telford.
- [17] Luchi, L. A. R., 2006. Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras. Tese de doutorado. EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.
- [18] Melchers, R. E. e Beck, A. T. 2017. Structural Reliability Analysis and Prediction. Chichester: Wiley.
- [19] Naaman, A. E.; Siriaksorn, A. Reliability of Partially Prestressed Beams at Serviceability Limit States. Pci Journal, v. 27, n. 6, p.66-85, 1 nov. 1982. Precast/Prestressed Concrete Institute. http://dx.doi.org/10.15554/ pcij.11011982.66.85.
- [20] Nowak, A. S., H. Nassif, and L. DeFrain. Effect of Truck Loads on Bridges. Journal of Transportation Engineering, Vol. 119, No. 6, 1993, pp. 853–867.
- [21] Nowak, A. S., e K. R. Collins. 2013. Reliability of Structures. 2nd ed. Boca Raton, FL: CRC Press.
- [22] Nowak, A. S., C. H. Park, e J. R. Casas. 2001. Reliability Analysis of Prestressed Concrete Bridge Girders: Comparison of Eurocode, Spanish Norma IAP and AASHTO LRFD. Structural Safety 23 (4): 331–344. doi: 10.1016/ S0167-4730(02)00007-3.
- [23] Nowak, A. S., M. M. Szersen, E. K. Szeliga, A. Szwed, e P. J. Podhorecki. 2008. Reliability-based Calibration for Structural Concrete, Phase 3. Portland Cement Association 2849: 110.
- [24] OBrien, E. J., F. Schmidt, D. Hajializadeh, X. Y. Zhou, B. Enright, C. C. Caprani, S. Wilson, E. Sheils. 2015. A Review of Probabilistic Methods of Assessment of Load Effects in Bridges. Structural Safety 53: 44–56. Elsevier Ltd. doi: 10.1016/j.strusafe.2015.01.002.
- [25] O'Brien, E.J. and Enright, B. Modeling same-direction twolane traffic for bridge loading. Structural Safety, No. 33, pp. 296-304, 2011.
- [26] O'Connor, A., e I. Enevoldsen. 2007. Probability-based Bridge Assessment. Bridge Engineering 160 (BE3): 129– 137. doi: 10.1680/bren.2007.160.3.129.
- [27] Portela, E. L. et al . Single and multiple presence statistics for bridge live load based on weigh-in-motion

data. Rev. IBRACON Estrut. Mater., São Paulo, v. 10, n. 6, p. 1163-1173, Nov. 2017. Available from <a href="http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\_arttext&pid=S1983-41952017000601163&lng=en&nrm=iso">http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\_arttext&pid=S1983-41952017000601163&lng=en&nrm=iso</a>. access on 04 Apr. 2018. <a href="http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952017000600002">http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952017000600002</a>.

- [28] Rakoczy, A. M., e A. S. Nowak. 2013. Reliability-based Sensitivity Analysis for Prestressed Concrete Girder Bridges. PCI Journal 59 (4): 129–130.
- [29] Sivakumar, B., M. Ghosn, and F. Moses. NCHRP Report 683; Protocols for Collecting and Using Traffic Data in Bridge Design. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, 2011.
- [30] Stucchi, F. R., & Luchi, L. A. R. e. (2015). Real road load compared to standard load for Brazilian bridges. Proceedings of the ICE - Bridge Engineering, 168(3), 245–258. https://doi.org/10.1680/bren.13.00028
- [31] STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C.Evaluation of the Safety Criteria of Brazilian Standard NBR 6118 Based on Reliability Analyses. In: Joint IABSE fib Conference: Codes in Structural Engineering, Dubrovinik, 2010.
- [32] STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C. Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118. Revistalbracon de Estruturas, São Paulo, v. 3, n. 2, 2007.
- [33] Sykora, M., D. Diamantidis, M. Holicky, e K. Jung. 2017. Target Reliability for Existing Structures Considering Economic and Societal Aspects. Structure and Infrastructure Engineering 13 (1): 181–194. Taylor & Francis. doi: 10.1080/15732479.2016.1198394.



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

# Fire behavior of shallow prestressed hollow core slabs from computational modeling

Análise do comportamento de lajes alveolares de altura reduzida em situação de incêndio via modelagem computacional



D. L. ARAÚJO ª dlaraujo@ufg.br https://orcid.org/0000-0002-6802-4637

G. D. C. PINTO \* guilhermecosta.engcivil@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6559-7483

# Abstract

Prestressed hollow core slabs are one of the structural systems whose use has increased the most in recent years in Brazil due to its efficiency and versatility. They can be used in many types of structural systems, such as masonry, precast concrete, cast-in-place concrete and steel structures. However, there are few analytical models to evaluate the fire behavior of hollow core slabs. In a simplified way, the fire resistance is evaluated indirectly through the minimum distance of the surface in contact with fire to the reinforcement axis. In this paper, some numerical models in finite element software were developed to analyze the variation of temperature with fire exposure time of shallow hollow core slabs, focusing on the presence of voids in the transversal section of the slab. The 500 °C isotherm method applied to 20 cm high slabs confirmed the Standard Fire Resistance of thas applied to shallow prestressed hollow core slabs that are 16 cm high, the 500 °C isotherm method indicated that the Standard Fire Resistance of these slabs is lower than values obtained from tabular methods.

Keywords: shallow hollow-core slabs, fire resistance, precast concrete, computational modeling.

# Resumo

As lajes alveolares protendidas são um dos sistemas estruturais que mais ganhou força nos últimos anos no Brasil devido a sua eficiência e versatilidade. Podem ser empregadas em vários tipos de sistemas construtivos como: alvenaria estrutural, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco e estrutura metálica. Contudo, ainda há poucos modelos de cálculo racionais para avaliar o comportamento ao fogo das lajes alveolares, sendo que, de forma simplificada, sua resistência ao fogo é avaliada de forma indireta pela garantia de uma distância mínima do eixo da armadura até a face do elemento estrutural submetida ao fogo. Neste artigo são apresentados alguns modelos numéricos desenvolvidos em um programa de elementos finitos para analisar a distribuição da temperatura em lajes alveolares de altura reduzida quando em situação de incêndio, com foco na influência da presença dos alvéolos. O método das isotermas de 500 °C aplicado a lajes com 20 cm de altura confirmaram alguns dos Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF) indicados nos métodos tabulares. Contudo, quando aplicados a lajes alveolares com altura de 16 cm, o método das isotermas de 500 °C indicou que o TRRF dessas lajes é inferior ao indicado nos métodos tabulares.

Palavras-chave: laje alveolar, incêndio, pré-moldado, modelagem computacional.

Received: 21 Dec 2017 • Accepted: 15 May 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brasil

# 1. Introduction

In precast construction, the hollow core slab is a structural element whose use has been rapidly increased due to its versatility and agility observed in the execution and assembly of structures. This slab can be used in many types of structural systems: in situ concrete, precast concrete, masonry and even in steel structures. Although the use of hollow core slabs in Brazil has increased significantly, in Europe it is produced in a much higher scale due to the industrialization process and project optimization developed in countries such as Germany, France and England.

The hollow core slab is a widespread system and has been deeply investigated in the last years to determine its behavior in fire conditions. There are many experimental and numerical studies which analyze various situations of hollow core slabs regarding the effects of loading and support of the slabs on the rest of the structure. In Europe and United States, there are standards and handbooks for the design of structures under fire conditions, such as Eurocode 1 [1] and ASTM-E119 [2], which deal with the main definitions of fire and show standard fire curves. The Eurocode 2 [3] and the ACI-216.1-M-07 [4] standards present design methods and reduction coefficients for material strength with the elevation of the temperature. The PCI [5] manual and the BS EN 1168 [6] can be used to design prestressed hollow cores slabs in fire conditions.

In Brazil, the fire design of concrete structures is covered in the NBR 15200:2012 [7] and NBR 14432:2001 [8] standards. The NBR 15200:2012 [7] standard presents only a tabular method for fire design of concrete structures and does not deal in its tables with the design of hollow core slabs. The recent revision of the Brazilian standard for the design of precast concrete structures, NBR 9062:2017 [9], presents some criteria for the design of hollow core slabs in fire conditions, but this criterion is based only on the minimum values for the height of the hollow core slab and for the distance from the strand reinforcement to the face of the structural element subjected to fire.

This article aims to determine the temperature profile in shallow prestressed hollow core slabs under fire conditions by means of computational modeling in finite element software. The presence of the voids in the cross-section was also considered. The developed thermal modeling strategies are validated by comparing the results of a thermo-mechanical numerical model with test results available in the literature of hollow core slabs under fire conditions and subjected to bending. The 500 °C isotherm simplified design method is used to estimate the reduction of bending moment with time of fire exposure of a shallow hollow core slab.

It is important to deepen the knowledge about the behavior of hollow core slabs exposed to fire. There are several studies in the literature about reinforced concrete beams and columns exposed to fire [10–13], as well as steel–concrete composite structures [14–17]. There are also several studies about the behavior of hollow core slabs exposed to fire, either by tests or computational modeling [18–27]. However, most of these studies consider hollow core slabs with high height. The lowest height observed in these studies was 20 cm, and mostly with circular voids. Thus, there is still a gap of knowledge about the hollow core slabs with height smaller than 20 cm with non-circular voids, which are employed in buildings with small spans.

# 2. Fire design methods of reinforced concrete structures

According to Costa [28], the design of a structure under fire conditions is analyzed by the thermal and mechanical responses of the structure under a transient thermal action. When a structure is analyzed at room temperature, that is, considering only the static service loads, the procedure is simpler due to the well-known structural behavior of the elements (beams, slabs or columns) and its failure mechanisms.

Already in fire conditions, because it is an exceptional action, as well as earthquakes or explosions that introduce dynamic actions on structures, the behavior of structural elements is a hardly known. There is a great influence of the thermal properties of the materials in the way that heat is transferred to the structure. There are also the questions about how the temperature of the structure increases when it is exposed to fire and if the fire is contained in a compartment or not.

According to Costa [28], thermal analysis quantifies the heat transmission of the exposed face to the interior of the element by means of the conduction phenomenon, establishing the profile temperatures in the cross-section. In a more complete analysis, the thermal behavior of a structure is also affected by the radiation and convection phenomena. From the temperature profile of the cross-section, it is possible to determine the mechanical strength of the materials, that is, steel and concrete, at elevated temperatures. When a previous temperature profile is gradually applied to a structural element submitted to mechanical loading, a thermomechanical response is obtained.

An adequate fire design of the concrete structure is obtained when the following requirements are fulfilled: the connections between structural elements support thermal actions and the heat cannot propagate rapidly along the structure, which prevent failure of other structural elements which are not directly exposed to fire.

When a structure is designed for fire resistance, it implies that the structure, or a part of the structure or a member fulfills its required functions (load bearing function and/or fire separating function) for a specified load level, for a specified fire exposure and for a specified period of time. The designer must ensure that the structure satisfies the fire-resistance class established in standards for each type of element [29]. In Brazil, the NBR 14432:2001 standard [8] defines the desired fire resistance time (TRRF) as the fire resistance of a structural element when exposed to heating according to the standard temperature-time curve. According to Silva [30], the TRRF does not mean the duration of a fire, or time for dispatch or response of the fire brigade, but rather a design parameter. In other words, the TRRF is an equivalent time of fire exposure, that is, the time of exposure to the standard temperature-time curve that is supposed to have the same heating effect as a real fire in the compartment.

#### 2.1 Tabular method

The tabular methods are the simplest, most traditional and are currently used by designers. Because it is a simple way to determine the fire resistance, these methods involve several restrictions and are very safe. For non-tabulated data, interpolations are required to reach the fire resistance. Application of the tabular method is restricted to usual elements with predefined geometry contained in tables. The tabular method is based on the principle that the fire resistance of the element increases with the increase of the distance between axis of the reinforcement and the face of concrete exposed to fire due to the reduction of the temperature in the reinforcement. Temperatures tend to decrease in the center of the concrete crosssection due to its low conductivity. Therefore, if the thickness of the element and the distance from the axis of the reinforcement to the face exposed to heat increase, more time will elapse until the structural element reaches failure under mechanical loading. In the tabular method, no further check is required for bending, shear or torsion capacity and anchorage details, and the explosive spalling of concrete is not checked.

The Brazilian standard NBR 15200:2012 [7] is based on tabulated data presented in Eurocode 2 [3]. The minimum values of the thicknesses of the structural elements and the axis distance of the reinforcement to the face exposed to fire depend on the structural element type and the TRRF, which is a function of the construction type (residential, commercial, industrial, educational, etc.). Table 1 shows the minimum thickness and axis distance ( $c_1$ ) for solid, simply supported, reinforced concrete slabs for standard fire resistance according to NBR 15200:2012 [7].

Tabulated data are based on a reference load level for fire design equal to 70% of the load level for ambient temperature. Therefore, the values shown in tables can be reduced for elements where the load level for fire design is less than 70% of the load level for ambient temperature. Table 2 shows the minimum dimensions for simply supported ribbed slabs, according to Brazilian standard NBR 15200:2012 [7]. The values of  $c_1$  in Tables 1 and 2 are valid for reinforced concrete and 15 mm must be added for prestressed concrete.

The latest version of Brazilian standard NBR 9062:2017 [9] shows some recommendations for fire design of hollow core slabs by tabulated data. The minimum axis distance for bending capacity (c<sub>1</sub>) is expressed as a ratio of factored design moment in fire conditions ( $M_{sd}$ ) and the design moment capacity ( $M_{Rd}$ ) at ambient temperature. Table 3 shows some combinations between slab thickness (h) and minimum axis distance (c<sub>1</sub>) for each ratio of  $M_{sd}/M_{Rd}$ . The slab thickness of the hollow core slab and the thickness of the cast-inplace concrete topping. Moreover, these values are true for hollow core slabs with a void index (ratio between the average thickness and the height of the slab) greater than or equal to 0.5.

#### 2.2 500 °C isotherm method

This method was developed in Sweden and is one of the best known to designers. The simplified calculation method comprises a general reduction of the cross-section size with respect to a heat damaged zone at the concrete surface. The thickness of the damaged concrete is made equal to the average depth of the 500 °C isotherm in the compression zone of the cross-section. Moreover, damage concrete, that is, concrete with temperature in excess 500 °C, is assumed not to contribute to the load bearing capacity of the element. The residual concrete cross-section retains its initial values of strength and modulus of elasticity. Reinforcement steel in zones with a temperature greater than 500 °C is not excluded in the analysis, but its mechanical strength is reduced due to the temperature [21]. Tests carried out with varied mechanical loading and desired fire resistance time (TRRF) confirmed that the simplification of excluding the cross-section for that with temperature greater than 500°C is valid for normal density concretes and siliceous aggregates [28]. According to Klein Júnior [29], the 500 °C isotherm method can be

#### Table 1

Minimum thickness (h) and axis distance from the reinforcement to the face exposed to fire  $(c_1)$  for simply supported slabs [7]

TDDE	h			
(min)	(mm)	Two-way reinforced slab $\ell_x/\ell_y \le 1.5$	Two-way reinforced slab $1.5 \le \ell_x/\ell_y \le 2.0$	One-way reinforced slab $\ell_{\rm x}/\ell_{\rm y} \geq 2.0$
30	60	10	10	10
60	80	10	15	20
90	100	15	20	30
120	120	20	25	40
180	150	30	40	55

# Table 2

Minimum dimensions for simply supported ribbed slabs in a fire [7]

TRRF	Ribbed: combinations of b <sub>min</sub> /c1 (mm/mm) <sup>1</sup>			Concrete topping:
(min)	1	2	3	$h/c_1 (mm/mm)^2$
30	80/15	—	—	60/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30

<sup>1</sup> b<sub>min</sub> corresponds to the minimum width of the ribbed slab at the axis of reinforcement; <sup>2</sup> h is the minimum thickness of the slab

TRRF	Minimum slab thickness (with or without concrete topping) / minimum axis distance c <sub>1</sub> mm/mm			
(min)	M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub> (%)	M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub> (%)	M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub> (%)	M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub> (%)
	30-39	40-49	50-59	> 60
30	—	—	—	All slabs /30
60	—	—	—	150/30
90	_	200/35 265/35 320/35 400/35	200/40 265/40 320/40 400/40	200/40
120	_	200/40 265/40 320/40 400/40	_	200/50
180	200/50 265/50 320/50 400/50	200/60	265/60 320/60 400/60	_

# Table 3

Minimum slab thickness and axis distance for simply supported hollow core floors [9]

applied to any fire curve, since the cross-section data (height, width and position of the reinforcement) and the temperature profile are known. This simplified calculation method can be used for structural elements subjected to simple bending or composite bending. The basic procedures for this calculation method are: determine the temperature profile in the cross-section of the structure for a specific value of TRRF, reduce the cross-section, excluding the concrete outside the 500 °C isotherm, determine the temperature of reinforcing bars in the tension and compression zone, determine the reduced strength of the steel reinforcement due to temperature, determine the ultimate load bearing capacity with the strength of the reinforcing bars using the conventional calculation method for the reduced cross-section. Finally, the estimated fire resistance should be compared with the fire design loading.

# 3. Computational modeling

DIANA<sup>®</sup> 9.6 [31] is a finite element software package that can be applied to simulate typical structures of civil engineering and others engineering sciences (mechanical, biomechanics, etc.). For thermo-mechanical analysis, the DIANA<sup>®</sup> 9.6 [31] software has a specific module to process the structures. This is the junction of the nonlinear structural module with the heat flow analysis. Each module has its own finite element library, set of loadings and constitutive law of materials.

According Rocha [32], all data should be considered in only one model, because the DIANA® software will automatically convert the results of thermal analysis into data for structural analysis in coupled thermo-mechanical analyses. The thermal model must consist of elements with linear interpolation, while in the structural model the elements can have quadratic interpolation, the software being responsibility for the compatibilization of the elements.

# 3.1 Constitutive law of materials

A constitutive law of materials to represent the mechanical behavior of materials at ambient temperature should be defined, and the variation of these properties with temperature should also be defined. In this paper, the reduction of the mechanical properties of concrete and steel with temperature is given in Figure 1, which is similar to that recommended in Eurocode 2 [3]. The steel was considered a perfect elastoplastic material with von Mises yield criterion, both at ambient temperature and at elevated temperature. The DIANA® 9.6 software [31] does not have a multilinear stressstrain relationship for compressive and tensile strength of concrete at elevated temperature, as shown in Eurocode 2 for concrete under compression. Therefore, the Total Strain Crack Model with smeared cracking was used to represent the mechanical behavior of the concrete. In this model, the DIANA® 9.6 software [31] represents the mechanical behavior of concrete by a predefined uniaxial stress-strain relationship, which depends only on the modulus of elasticity and uniaxial strength. In this paper, the exponential tension softening model shown in Figure 2a for concrete under tension and the parabolic model shown in Figure 2b for concrete under compression were adopted. The Mode-I fracture energy  $(G_{F})$ , as well as its variation with the temperature, was adopted from research of Rocha [32] and Santos [33], shown in Figure 1, which presented good results when compared to experimental results of steel-concrete composite beams. The compressive fracture energy (G<sub>c</sub>), in all analyses, was taken equal to one hundred times the Mode-I fracture energy [34]. Thus, the compressive fracture energy and the uniaxial stress-strain relationship of concrete under compression varied with the temperature according to the variation adopted for the Mode-I fracture energy.

# 3.2 Finite element mesh

Two types of finite elements are required to perform a heat flow analysis in DIANA<sup>®</sup> 9.6 software [31]: one to represent the volume of the structural element and another for the regions where the thermal loads are applied, also called boundary conditions. The Q4HT finite element for heat flow analysis of hollow core slabs in two dimensions was used. It is a four-node quadrilateral iso-parametric element for general potential flow analysis, shown

in Figure 3. It is based on linear interpolation and Gauss integration. For boundary conditions, the B2HT element was used. It is a two-node isoparametric straight boundary element for general potential flow analysis. It is also based on linear interpolation and Gauss integration, shown in Figure 4.

For three-dimensional thermo-mechanical analyses of the hollow



# Figure 1

Reduction of mechanical properties of concrete and steel with temperature: (a) compressive strength of the concrete (siliceous aggregate), (b) modulus of elasticity of concrete, (c) concrete tensile strength, (d) Mode-I fracture energy of concrete, (e) modulus of elasticity of steel, (f) yield strength of prestressing steel



Predefined uniaxial behavior for total strain model [31]: (a) tension softening; (b) compression

core slab, the CHX60 finite element was used. It is a twenty-node isoparametric solid brick element and is based on quadratic interpolation and Gauss integration (Figure 5). For boundary conditions, the BQ4HT finite element was used. It is a four-node isoparametric quadrilateral element to describe boundaries in three-dimensional

general potential flow analysis (Figure 6). It is based on linear interpolation and Gauss integration.

In this thermo-mechanical analysis, the selected boundary



Figure 3 Finite element Q4HT [31]







Figure 5 Finite element CHX60 [31]



Figure 6 Finite element BQ4HT [31]

condition is based on linear interpolation and it is incompatible with the CHX60 finite element. The DIANA<sup>®</sup> 9.6 software automatically makes the compatibilization of the CHX60 structural element with the BQ4HT finite element [31]. The temperature on the faces of hollow core slab not exposed to fire was defined as 20 °C.

The prestressing strands were modeled by embedding reinforcement elements, which simulate the perfect bond of bar reinforcement and concrete. The prestress load in the model was applied as initial loading condition.

#### 3.3 Boundary conditions and loading

Two models were developed, i.e., a two-dimensional heat flow analysis and a three-dimensional thermo-mechanical analysis. Convection at boundaries of the continuum model and radiation were considered in models developed in DIANA<sup>®</sup> 9.6 [31]. The concentrated mechanical loading in the thermo-mechanical model was applied as pressure on the region of load applied.

Boundary elements in heat flow analysis are placed on faces to simulate the heat conduction between the structure and the ambient air. For a hollow core slab, the bottom surface is exposed to fire. The top face and side faces are insulated and do not transfer heat to ambient air. Inside the voids, there is heat flow from its lower (hotter) area to the upper (colder) area through convection and radiation flux of the air inside the voids. Thus, the heat flow along the cross-section of the slab takes into account conduction, as well as the convection and radiation inside the voids.

The thermo-mechanical analysis is performed in three steps. In the first step, the initial stress state due to the prestressing strands is imported as the initial condition. This stress state due prestressing is constant over all the analysis, i.e., it is assumed that there is no prestressing loss due to elevated temperature and all stress loss occurs before exposing the slab to fire. The second step consists in applying the mechanical loading, as percentage of the maximum load capacity of the ambient temperature. This loading is applied incrementally by performing a physical nonlinear analysis and is maintained constant during thermal analysis. Thirdly, the temperature profile is imported from the thermal model, and a transient analysis is evaluated. The time-dependent profile induces thermal strain and degradation of material properties. The calculation is stopped when the hollow core slab is so damaged that convergence cannot be achieved. This methodology is similar to previous research developed and reported in the technical literature [20].

# 4. Validation of the computational model

Throughout this section, both the heat flow and the thermo-mechanical models developed in DIANA<sup>®</sup> are validates using a previous experimental result obtained by Shakya and Kodur [26] for hollow core slabs exposed to standard fire according to ASTM-E119.



# Figure 7

Cross-section of hollow core slab used in validation of the computational model [26]



#### Figure 8

Test setup of hollow core slab used in validation of the computational model [26]

#### Table 4

Thermal and physical properties<sup>1</sup> of concrete and reinforcing steel

Property	Concrete	Steel
Thermal conductivity (W/m•°C)	1.33	5.33
Thermal capacitance (W/kg•°C)	2.16 × 10 <sup>6</sup>	3.45 × 10 <sup>6</sup>
Modulus of elasticity (MPa)	43500	210000
Compressive strength (MPa)	75	_
Tensile strength (MPa)	5.40	1900
Fracture energy (N/m)	143	—
Conductivity coefficient (W/m²•°C)	25	_
Emissivity	0.7	—

<sup>1</sup> The physical properties of concrete and steel not specified by Shakya and Kodur [26] were obtained from reference [36]

# 4.1 Geometry

Shakya and Kodur [26] tested and modeled six hollow core slabs subjected to service loading and different fire curves. In this paper, one of the slabs tested by those authors was chosen to validate the computational model. The chosen slab was made with a carbonate coarse aggregate type and was exposed to the standard fire curve defined by ASTM E-119 [2]. The slab had span of 4.0 m, width of 1.20 m, and thickness of 20 cm, with six circular voids and seven prestressing strands of diameter 12.7 mm. Figures 7 and 8 show the cross-section of the hollow core slabs and the mechanical loading scheme, respectively. The hollow core slab was made of concrete with compressive strength of 75 MPa, designed according to the PCI Manual [5]. The supports were free for rotation. A mechanical loading of 69.4 KN was applied to the slab, which corresponded to 60% of the maximum load capacity of the slab in ambient temperature. Shakya and Kodur [26] also developed numerical models in a finite element software to represent the behavior of this hollow core slab when exposed to fire. Further information can be obtained from the reference [26].

#### 4.2 Material properties

Table 4 shows the thermal and physical properties of reinforcing steel and concrete used in computational modeling. Shakya and Kodur [26] reported in their work only the physical properties of concrete and steel at ambient temperature, not reporting its strength reduction with temperature. The reduction of the physical properties of concrete and steel with the temperature, used for computational modeling, are shown in Figure 1.

#### 4.3 Finite element mesh and modeling strategies

Three different modeling strategies were performed in DIANA<sup>®</sup> 9.6 to determine the temperature profile of the slab cross-section. In

# Table 5

Thermal properties of the air

Thermal conductivity	Thermal capacitance
(W/m°C)	(W/kg°C)
0.023	1210

the first strategy, only the bottom face of the slab was exposed to fire. In the second strategy, the air in the void was included in modeling. In this case, the air in the voids was discretized using the air properties shown in Table 5. Finally, the third strategy considered the heat flow from the lower (hotter) area of the void to the upper (colder) area of the void through convection and radiation flux of the air inside the voids (Figure 9). Figure 10 shows the finite element mesh of the hollow core slab with the discretization of the air in the voids.

The first modeling strategy is typically used in several studies, i.e., the hollow core slab was modeled with voids, but without taking into account the convection and radiation flux inside the voids [35]. The second modeling strategy adopt a solid slab, but in the region of voids the thermal properties of the air were used to simulate the heat flow inside the voids. The accurate modeling of hollow core slabs needs to correctly reproduce the thermal exchange through the concrete and the voids. This modeling strategy is compared with the numerical modeling performed by Shakya and Kodur [26]. This second modeling strategy is similar to that used by other researchers [27].

The third modeling strategy is similar to that performed by Shakya and Kodur [26] and Aguado *et al.* [20]. In this strategy, there are boundary conditions in the lower (hotter) and upper (colder) areas of the void to provide a heat flow inside the voids. However, the temperatures inside the voids was not determined during the test, so Shakya and Kodur [26] proposed the use of a temperature curve to be applied to the upper area of the voids, which differs



#### Figure 9

Finite element mesh with heat flow in voids, from reference [26]



Boundary condition element B2HT

#### Figure 10

Mesh of hollow core slab with Q4HT elements with air in the voids included in computational model



Finite element mesh of the hollow core slab for thermo-mechanical modeling

from the temperature curve on the face exposed to fire. In this paper, this temperature curve was defined from the average of the nodal temperature in lower area of the void. Then, this temperature curve was applied to the upper area of the void to simulate the convection and radiation flux inside the voids. This methodology is similar to that used by Aguado *et al.* [20].

For the validation of the thermal modeling strategies, a three-

dimensional thermo-mechanical modeling was performed (Figure 11). The result was compared with the computational modeling performed by Shakya and Kodur [26] in ANSYS software. The main results analyzed are the vertical displacement of the slab and its cracking pattern.

#### 4.4 Thermal response

Temperature profile along the cross-section of the hollow core slab for the three modeling strategies are shown in Figures 12, 13 and 14. For first strategy, with only the bottom face exposed to fire, the maximum temperatures on the bottom face of the slab were 876 °C and 998 °C after 60 and 120 minutes, respectively (Figure 12). The temperatures on the prestressing strand were 271 °C and 504 °C after 60 and 120 minutes, respectively. Shakya and Kodur [26] obtained in their numerical modeling values of 300 °C after 60 minutes and 500 °C after 120 minutes for the temperature of the prestressing strand. The difference between this modeling strategy and the results of Shakya and Kodur [26] is 9.7% for 60 minutes and 8.4% for 120 minutes of slab exposure to standard fire. In the top face of the slab, not exposed to fire, the temperature obtained from first modeling strategy was 42 °C, a value 82.7% lower than that obtained by Shakya and Kodur [26].

For the second strategy, with the air in voids included in the computational model, the temperature profile is shown in Figure 13. The maximum temperatures on the bottom face of the slab after



# Figure 12

Temperature profile in cross-section of hollow core slab - first strategy: a) 60 minutes; b) 120 minutes



# Figure 13

Temperature profile in cross-section of hollow core slab – second strategy: a) 60 minutes; b) 120 minutes



# Figure 14

Temperature profile in cross-section of hollow core slab – third strategy: a) 60 minutes; b) 120 minutes



Temperature-time curve applied to the upper area of voids in hollow core slab with 20 cm thickness and circular voids

60 and 120 minutes of slab exposure to fire were 908 °C and 1000 °C, respectively. These values are greater than the temperatures values obtained from the first modeling strategy. The temperature profile showed a wavy shape along the slab, and the maximum temperatures on the prestressing reinforcement were 273 °C and 494 °C after 60 and 120 minutes, respectively. The difference between this modeling strategy and the results of Shakya and Kodur [26] was 5.9% for 60 minutes and 6.2% for 120 minutes of slab exposure to standard fire. This shows that the heat flow inside the void in fact influences the temperature profile, which implies more elevated temperatures in some regions of the cross-section.

The temperature profile along the cross-section of the hollow core slab for the third modeling strategy is shown in Figure 14. Figure 15 shows the temperature–time curve applied to the upper area of the void to represent the heat flow in the voids. The maximum temperature on the bottom face of the slab was the same as that obtained from the first modeling strategy. However, on prestressing reinforcements the temperature increased to 281 °C after 60 minutes and to 553 °C after 120 minutes. The difference between this modeling strategy and the results of Shakya and Kodur [26] was only 3.1% for 60 minutes, but it was 18.9% greater for 120 minutes of slab exposure to standard fire. Again, this shows that the heat flow inside the void there influences the temperature profile, implying more elevated temperatures on prestressing reinforcements.

For the top face of the slab, the temperatures obtained from the third modeling strategy are closer to the values obtained by Shakya and Kodur [26] in their modeling and test. The maximum temperature obtained from modeling in DIANA<sup>®</sup> 9.6 was 296 °C, a value only 19.5% greater than the value obtained by Shakya and Kodur [26].

Figure 16 shows the variation of temperature with fire exposure time in some points of the cross-section of the slab for first, second and third modeling strategies. These points were monitored in the test of the slab exposed to standard fire. It is noted that the third modeling strategy best represents the variation of temperature in the inner region of the slab tested by Shakya and Kodur [26]. For example, the temperature on the top face of the slab in first strategy after 140 minutes was only 42 °C, while in tests of Shakya and Kodur [26] the temperature in this face reached 248 °C. In the second modeling strategy, the temperature on the top face of the slab was only 49 °C too. That is, in both cases there was a difference about 200 °C for the value obtained in tests by Shakya and Kodur [26].

In the same way, the temperature at the middle point of the crosssection of the hollow core slab in the first strategy was 50% lower than the value obtained by Shakya and Kodur [26], while the value obtained from the second strategy was 93% lower. However, the difference between temperature obtained from the third modeling strategy in DIANA<sup>®</sup> 9.6 and the value obtained by Shakya and Kodur [26] was only 7.8%. In this strategy, however, a more elevated temperature of the prestressing reinforcement after 90 minutes of slab exposure to fire was observed when compared to the values obtained from the modeling and tests of Shakya and Kodur [26]. Therefore, third modeling strategy with the temperature curve shown in Figure 15 is more adequate to represent the inner temperature of the cross-section of the hollow core slab, despite the



#### Figure 16

Variation of temperature with fire exposure time: a) first strategy; b) second strategy; c) third strategy

greater temperature observed in the prestressing reinforcements after 90 minutes.

#### 4.5 Thermo-mechanical response

The thermo-mechanical model evaluated, besides the temperature profile in the cross-section, the vertical displacement and cracking

pattern of the slab when exposed to standard fire. The hollow core slab was simply supported and restricted to displacement in the horizontal (or longitudinal) direction of the slab.

The prestress of strand reinforcement used in modeling was 1305 MPa, which gives a force of 13.18 kN in each strand with diameter of 12.7 mm. This stress represents 70% of the yield strength of the prestressing steel and was the value applied in the fabrication of



#### Figure 17

(a) Variation of displacement with fire exposure time; (b) cracking pattern of slab after 60, 90 and 120 minutes

the slab [26]. Mechanical loading was represented by means of two concentrated forces of 69.4 kN each, applied according the test setup shown in Figure 8. This loading corresponds to 60% of the ultimate loading of the slab at ambient temperature.

The variation of the vertical displacement in the middle of the span obtained from thermo-mechanical analysis is shown in Figure 17a. This response is compared to the computational simulation developed by Shakya and Kodur [26], and it is observed that the vertical displacement obtained from DIANA® 9.6 software is greater after 40 minutes. This happened even though the temperature in the prestressing reinforcement obtained from the third thermal modeling strategy is the same as the temperature obtained from Shakya and Kodur [26] up to, approximately, 90 minutes. A possible reason for this divergence may be due to the different constitutive laws of concrete used in this paper and that used by Shakya and Kodur [26].

Despite this difference, a small and similar deflection rate up to 90 minutes from the two computational models is observed, i.e., the deflection rate is approximately 0.6 mm/min from the modeling of Shakya and Kodur [26] and 0.9 mm/min that from the modeling in this paper. The loaded slab was assumed to collapse, according to UNI-EN 1363-1 [27], after 90 minutes when the deflection rate reached the limiting value given as follows:

$$v = \frac{dz}{dt} = \frac{L^2}{9000 d} (mm/min)$$
 (1)

In this expression, L is the span of the slab, and d is the thickness of the slab. For the hollow core slab in this analysis, the limit of the deflection rate is v = 8.9 mm/min. This value was not achieved in any of the computational models, which indicates that this slab would resist up to 140 minutes of standard fire without reaching collapse. The ultimate bending moment of the hollow core slab after fire exposure using a simplified design method was evaluated in next section to confirm this hypothesis.

Figure 17b shows the cracking pattern of the hollow core slab after 60, 90 and 120 minutes of fire exposure, obtained from computational modeling. This cracking pattern is very close to that obtained by Kodur and Shakya [26]. The cracks in the longitudinal direction started in the test after 20 minutes, as well as in this computational model. The bending cracks started at 60 minutes, and at 75 minutes the shear cracks appear.

# 4.6 Evaluation of flexural resistance by simplified design method

The flexural resistance of a hollow core slab for a specific time of fire exposure, or residual resistance, can be determined from simplified design methods like the 500 °C isotherm method described in Section 2.2. If the temperature profile in the cross-section, including the temperature of the prestressing reinforcements, is known, the reduced strength of prestressing steel at elevated temperature is determined from Figure 1f, as recommended by Eurocode 2 [3]. For each time, the flexural resistance is determined from the classical theory of reinforced and prestressed concrete considering the rupture domains for the ultimate limit state defined by Brazilian standard NBR 6118:2014 [37]. The temperature profile used in this analysis was determined from the first and third modeling strategies described in Section 4.4.

Results obtained from simplified design method are compared with the results obtained from computational modeling developed by Shakya and Kodur [26] in Figure 18. It is noted that the ultimate bending moment at ambient temperature for this slab was estimated at 160 kNm by Shakya and Kodur [26] and at 179 kNm by the simplified method. Then, the ultimate bending moment estimated by the simplified design method is only 12% greater than value obtained from nonlinear mechanical modeling.

The resistance of the prestressing reinforcement decreases with the increase of the temperature, which results in a decrease of the flexural resistance of the hollow core slab. Unitary values for partial factors for the strength of steel and concrete are adopted, and the reduction of the compressive strength of the concrete due to long-term effects (creep) is not considered since a fire is an exceptional action. It is noted from Figure 18 that the rate of decrease of the flexural resistance of the hollow core slab estimated by the simplified design method is slightly greater than that predicted by Shakya and Kodur [26] for up to 80 minutes of standard fire. After this time, the simplified design method with the temperature profile obtained from the first modeling strategy tends to estimate flexural resistance close to values obtained from the nonlinear mechanical modeling, while the third modeling strategy used to determine the temperature profile tends to provide lower flexural resistance.

From Table 3, this hollow core can satisfy a TRRF of 90 to 120 minutes, depending on the ratio between the factored design moment in fire conditions and the design moment capacity at ambient temperature ( $M_{sd}/M_{Rd}$ ). Since this hollow core slab was loaded by 60% of its ultimate loading at ambient temperature, the  $M_{sd}/M_{Rd}$  ratio of this slab is equal to 0.6, and it can be concluded from Table 3 that this slab would support 90 minutes of standard fire. Taking  $M_{sd}$  = 96 kNm, i.e., 60% of the flexural strength at ambient temperature estimated by Shakya and Kodur [26] and 54% of the flexural strength estimated by the simplified design method, it can be concluded from Figure 18 that the collapse of this slab would be reached between 80 and 90 minutes. This is in agreement with the



Figure 18

Flexural strength of hollow core slab with time of exposure to standard fire



Cross-section of shallow hollow core slab – dimensions in mm [36]

tabulated data presented in Table 3. There is no influence of the thermal modeling strategy in this analysis, since the temperature in the prestressing reinforcement is the same in all strategies until 90 minutes of fire exposure.

If this hollow core slab is required to support 120 minutes of standard fire without collapse, the  $M_{\rm Sd}/M_{\rm Rd}$  ratio from Table 3 should not be greater than 0.49. That is, the factored design moment in fire conditions of the slab after 120 minutes of exposure to standard fire ( $M_{\rm Sd}$ ) would be 78 kNm. The simplified design method indicates that the slab reaches this flexural strength at 90 to 100 minutes when exposed to standard fire (Figure 18). The greater period of exposure was obtained from the first thermal modeling strategy. This shows that the tabulated data, in this case, overestimate the flexural strength of the slab after 120 minutes of exposure to standard fire.

# 5. Shallow hollow core slab exposed to fire

This section analyzes the performance of a shallow hollow core slab when exposed to standard fire. The hollow core slab taken for this analysis is 16 cm thick, as commonly used in civil construction with small span or lower live loadings. The geometry of the hollow core slab is shown in Figure 19. The test results of this slab under ambient temperature can be found in reference [36]. For thermal analysis, the bottom face of this hollow core slab was exposed to standard fire recommended by ISO 834 [38]. The temperature– time curve of ISO 834 is similar to the temperature–curve of ASTM E-119 [2] used in the validation of the computational model.

#### 5.1 Material properties

The thermal properties of the reinforcing steel and concrete used in this model are the same as those described in Section 4.2, shown in Table 4, while the physical properties are taken from reference [36]. The prestressing steel is represented by a perfect



#### Figure 20

Temperature-time curve applied to the upper area of voids in shallow hollow core slab

elastoplastic material with von Mises yield criterion, both at ambient temperature and at elevated temperature. The yield strength of the steel is 1900 MPa. The Total Strain Crack Model with smeared cracking is used to represent concrete behavior. The exponential curve is used in tension softening (Figure 2a), and the parabolic curve is used for compression behavior (Figure 2b). The strength decrease of the material at elevated temperature is similar to that shown in Figure 1.

#### 5.2 Finite element mesh and modeling strategies

Two different modeling strategies were performed to determine the temperature profile of the slab cross-section: firstly with the temperature–time curve of ISO 834 applied only on the bottom face of the slab, and secondly considering the heat flow from the lower (hotter) area of the void to the upper (colder) area of the void. The



#### Figure 21

Cross-section of the shallow hollow core slab with finite element mesh



#### Figure 22

Temperature profile after 60 minutes – shallow hollow core slab: a) first modeling strategy; b) second modeling strategy



Variation of temperature with fire exposure time - shallow hollow core slab

temperature-time curve to be applied to upper area of the void to simulate the convection and radiation flux inside the voids is defined from the average of the nodal temperature in the lower area of the void. Figure 20 shows the temperature-time curve applied to the upper area of the void for the shallow hollow core slab.

Figure 21 shows the mesh in the cross-section of the slab. The finite elements have an approximate size of 5 mm, resulting in 1266 finite elements. The Q4HT finite element is used in the cross-section of the slab, and the B2HT element is used for boundary conditions. The top face and side faces are insulated and do not transfer heat to ambient air.

#### 5.3 Thermal response

The temperature profile along the cross-section of the shallow hollow core slab after 60 minutes is shown in Figure 22. Figure 23 shows the variation of temperature with fire exposure time in the points A (prestressing strand, with a distance of 32 mm from the bottom face), B (middle thickness of the slab), C (40 mm below the top face) and D (top face). It is noted that the temperature in the prestressing strand for the two modeling strategies is similar until 90 minutes. After this time, it is noted that there is a tendency to more elevated temperatures in modeling strategy with the temperature-time curve applied on upper face of the void. The temperature in points B, C and D in this modeling strategy is much higher, reaching 117 °C on the top face of the slab after 60 minutes of slab exposure to standard fire. At this time, the temperature in the prestressing strand reaches 505 °C. This value is more than that provided by Figure 24 and by the other technical literature [39], where this value of temperature in the reinforcement was reached only after 120 minutes of slab exposure to fire.





#### Figure 24

Temperature of reinforcement as a function of the distance from the face exposed to fire [6]



#### Figure 25

Variation of temperature with fire exposure time - hollow core slab with thickness of 20 cm



Test setup for mechanical testing of shallow hollow core slab [36] – dimensions in cm

Mostly, the temperature profile available in the technical literature was obtained from hollow core slabs with thickness greater than 20 cm. When the thickness of this hollow core slab is increased to 20 cm, the temperature in the prestressing strand reaches 380 °C (Figure 25) after 60 minutes of slab exposure standard fire. This temperature value is similar to that predicted by Figure 24. Then, it can be concluded that besides the distance of the reinforcement to the bottom face of the slab, the thickness of the hollow core has great influence on the variation of reinforcement temperature.

#### 5.4 Evaluation of flexural resistance

Initially, the flexural strength at ambient temperature of the shallow hollow core slab was determined from nonlinear mechanical model-



#### Figure 27

Load *versus* deflection for shallow hollow core slab at ambient temperature [36] ing, according to the test setup shown in Figure 26. The bending moment versus deflection of the slab is shown in Figure 27. It is observed that the ultimate bending moment obtained from modeling is 102 kNm, while the ultimate bending moment from the test is 99.6 kNm [36]. A difference of only 2.4% was observed, which validates the computational modeling. The ultimate bending moment at ambient temperature estimated by the simplified design method is 110.1 kNm, that is, a difference of 10% from the test value was obtained. This proves the ability of the simplified design method to estimate the flexural strength of the shallow hollow core slab in analysis.

Figure 28 shows the decrease in the flexural resistance of the slab with the time of exposure to standard fire obtained from the 500°C isotherm simplified design method, as described in Section 2.2. In this analysis, the first thermal modeling strategy was used, since no influence of the modeling strategy at a temperature of reinforcement until 90 minutes was observed. In this figure, the bending moment of 66.1 kNm is also highlighted, which represents 60% of the ultimate bending moment at ambient temperature.

According to Table 3, this shallow hollow core slab can satisfy a TRRF of 60 minutes for an  $M_{sd}/M_{Rd}$  ratio greater than 0.6. However, as can be seen in Figure 28, this  $M_{sd}/M_{Rd}$  ratio is achieved after 35 minutes of slab exposure to standard fire. After 60 minutes of exposure to standard fire, the flexural strength of the slab is only 29% of the ultimate bending moment at ambient temperature. This result shows that the tabulated data, in this case, greatly overestimate the flexural strength of the slab after 60 minutes of exposure to standard fire.

# 6. Conclusions

The main conclusions of this research are:

From the three thermal modeling strategies analyzed, it was concluded that the best representation of the temperature in the cross-section of the hollow core slab with thickness of 20 cm is given when the temperature-time curve is applied to the upper area of the void to simulate the heat flow into the voids. However,



# Figure 28

Flexural strength of shallow hollow core slab with time of exposure to standard fire

this strategy can overestimate the temperature in the reinforcements for exposure to standard fire greater than 90 minutes.

- In the absence of a more precise criterion for estimating the temperature-time curve to be applied for voids, the methodology based an average temperature measured in the lower area of the voids can be used to estimate the temperature in concrete. Similar methodologies are recommended in other research available in the literature, but these studies do not show the temperature-time curve used in computational modeling of hollow core slabs for comparison with the curves obtained in this paper.
- The analysis of temperature-time curves obtained in this paper for voids shows a clear delay in heat flow of the shallow slab with thickness of 16 cm with oblong voids when compared to the hollow core slab with circular voids and thickness of 20 cm. However, this delay did not reduce the final temperature in the upper area of the voids after 140 minutes of exposure to fire. This delay is due to the greater distance between the lower face of the voids and the bottom face of the slab in shallow hollow core slabs. This distance is 35 mm in the shallow hollow core slab and 25 mm in the hollow core slab with circular voids.
- According to the tabular method presented by Brazilian standard NBR 9062, the 20 cm thick hollow core slab (with  $c_1 = 44$  mm) should be able to resist 90 minutes of standard fire when the  $M_{sd}/M_{Rd}$  is equal to or greater than 0.6 and 120 minutes when this ratio ranges from 0.4 to 0.49. From the 500 °C isotherm simplified design method, it is concluded that this slab resists standard fire without collapse until 80 to 90 minutes for  $M_{sd}/M_{Rd}$  ratio equal to 0.6 and until 90 to 100 minutes for  $M_{sd}/M_{Rd}$  ratio equal to 0.49. Thus, the tabulated data are suitable for estimating the fire resistance of the hollow core slab for  $M_{sd}/M_{Rd}$  ratio equal to 0.6, but the tabulated overestimate it for  $M_{sd}/M_{Rd}$  ratio equal to 0.49.
- The thermal modeling of the shallow hollow core slab with thickness of 16 cm and  $c_1 = 32$  mm showed that the temperature of the prestressing reinforcement is greater than the values predicted in the technical literature, regardless of the thermal strategy adopted. For 60 minutes of exposure to standard fire, a temperature of the reinforcement was reached that would be reached only at 120 minutes according to the technical literature. This behavior is due to the lower thickness of the hollow core slab, since the same slab, but with thickness of 20 cm, has a lower temperature of the reinforcement, similar to the values predicted in the literature.
- According to the tabulated data of Brazilian standard NBR 9062, a shallow hollow core slab with thickness of 16 cm and  $c_1 = 32$  mm should be able to resist 60 minutes of standard fire with  $M_{sd}/M_{Rd}$  ratio greater than 0.6 without collapse. However, from the 500 °C isotherm simplified design method, the ratio of  $M_{sd}/M_{Rd}$  equal to 0.6 is reached only after 35 minutes of exposure to standard fire. After 60 minutes of exposure to standard fire, the flexural strength is only 29% of the ultimate bending moment of the slab at ambient temperature. This result shows that the tabulated data greatly overestimate the fire resistance of the shallow hollow core slab. The temperature profiles available in the literature were generally obtained from hollow core slabs with thickness greater than 20 cm, so they underestimate the temperature profile in shallow hollow core slabs.

Results from this research show the importance of using a more

refined method for estimation of the fire resistance of hollow core slabs in projects, since other relevant parameters, such as geometry of the voids, thickness of the slab and the distance from voids to the bottom face of the slab, not only the distance from the reinforcement to the slab face exposed to fire, influence the temperature of the reinforcement. The 500 °C isotherm simplified design method associated with a temperature profile obtained from a thermal modeling provides more realistic estimates of fire resistance and should, whenever possible, be adopted for the design of hollow core slabs exposed to fire.

# 7. Acknowledgment

The authors wish to thank the Brazilian National Council of Research and Development (CNPq) for financing this research (Project number 442716/2014-1). They also wish to thank the FAPEG (Foundation for research support of the state of Goiás) for granting a scholarship.

# 8. References

- EUROPEAN COMMITEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 1 — Actions on structures — Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. 2002.
- [2] ASTM International. ASTM E119-15 Standard test methods for fire tests of building construction and materials. U.S.A, 2015.
- [3] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDZATION. Eurocode 2 — Design of concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design, 2004.
- [4] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 216.1M-07

   Code requirements for determining fire resistance of concrete masonry construction assemblies (metric). U.S.A, 2007.
- [5] PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. PCI Manual for design of hollowcore slabs. 2. ed. Chicago, 1998.
- [6] BRITISH STANDARDS. BS EN 1168:2005. Precast concrete products – Hollow core slabs. 2005.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Fire design of concrete structures. Rio de Janeiro, 2012 (in Portuguese).
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Fire-resistance requirements for building construction elements — Procedure. Rio de Janeiro, 2001 (in Portuguese).
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062: Design and execution of precast concrete structures. Rio de Janeiro, 2017 (in Portuguese).
- [10] SILVA, V.P. Concrete beams fire design. Enhancement of some recommendations of the Eurocode. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 4, n. 2, 277–303, 2011.
- [11] SUAZNABAR, J.S., SILVA, V.P. Combined axial and flexural loads in short reinforced concrete columns in fire: ultimate limit state curves using 500°C isotherm method. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 11, n. 7, 163–182, 2018.

- [12] CHEREM, M., SILVA, V.P. Determination of the ULS, for columns with small dimensions, under biaxial bending and symmetrical fire conditions. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 10, n. 2, 451–476, 2017.
- [13] SILVA, V.P. Fire design of reinforced concrete columns. An alternative to the tabular method presented by the Brazilian standard NBR 15200:2004. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 1, n. 4, 331–392, 2008.
- [14] ROCHA, F. M., MUNAIAR NETO, J. Analysis of slim floor beams in fire: emphasis on the concrete constitutive models. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 7, n. 1, 158–177, 2014.
- [15] SIMÕES, Y.S., ROCHA, F. M., MUNAIAR NETO, J. Numerical comparison between the thermo-structural behavior of steel and partially encased steel and concrete composite columns in fire. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 11, n. 4, 876–901, 2018.
- [16] PIERIN, I., SILVA, V.P. Fire design of composite ribbed slabs. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 7, n. 2, 178–207, 2014.
- [17] RIGOBELLO, R., ALMEIDA, S.J.C., MUNAIAR NETO, J., MALITE, M., SILVA, V.P. The Influence of end conditions on numerical models of cold formed steel and concrete composite beams in fire. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 3, n. 3, 357–373, 2010.
- [18] HERTZ, K., GIULIANI, L., SØRENSEN, L. S. Fire resistance of extruded hollow-core slabs. Journal of Structural Fire Engineering, v. 8, p. 324–336, 2017.
- [19] KAKOGIANNIS, D., PASCUALENA, F., REYMEN, B., PYL, L., NDAMBI, J. M., SEGERS, E., LECOMPTE, D., VANTOMME, J., KRAUTHAMMER, T. Blast performance of reinforced concrete hollow core slabs in combination with fire: Numerical and experimental assessment. Fire Safety Journal, v. 57, p. 69–82, 2013.
- [20] AGUADO J. V., ALBERO, V., ESPINOS, A., HOSPITAL-ER, A., ROMERO, M. L. A 3D finite element model for predicting the fire behavior of hollow-core slabs. Engineering Structures, v. 108, p. 12–27, 2016.
- [21] AGUADO, J.V., ESPINOS, A, HOSPITALER.A, ORTEGA.J, ROMERO.L. Influence of reinforcements arrangement in flexure fire behavior of hollow core slabs. Fire Safety Journal, v. 53, p. 72–84, 2012.
- [22] KODUR, V. K. R., SHAKYA, A. M. Factors governing the shear response of prestressed concrete hollowcore slabs under fire conditions. Fire Safety Journal, v. 88, p. 67–88, 2017.
- [23] KODUR, V. K. R., SHAKYA, A. M. Modelling the response of precast, prestressed concrete hollow-core slabs exposed to fire. PCI Journal, v. 78, p. 78–94, 2014.
- [24] MIN, J., DHAKAL, R. P., MOSS, P. J., BUCHANAN, A. H., ABU, A. K. Modelling the fire resistance of prestressed concrete floors using multi-spring connection elements. Journal of Structural Fire Engineering, v. 3, p. 1–18, 2012.
- [25] SHAKYA, A. M., KODUR, V. K. R. Modelling shear failure in precast prestressed concrete hollowcore slabs under fire conditions. Journal of Structural Engineering, v. 143(9), 2017.

- [26] SHAKYA A.M, KODUR, V.K.R. Response of precast prestressed concrete hollowcore slabs under fire conditions. Engineering Structures, v. 87, p. 126–138, 2015.
- [27] VENANZI, I., BRECCOLOTTI, M., D'ALESSANDRO, A., MATEREZZI, A. L. Fire performance assessment of HPLWC hollow core slabs through full-scale furnace testing. Fire Safety Journal, v. 69, p. 12–22, 2014.
- [28] COSTA, C.N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008. doi:10.11606/T.3.2008.tde-04092008-155911.
- [29] KLEIN JÚNIOR, O. Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta.
   Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. doi:10.11606/D.3.2011.tde-17082011-154210.
- [30] SILVA, V.P. Projeto de estruturas de concreto em situação conforme a ABNT NBR 15200:2012, São Paulo, Blucher, 1 ed., 2012.
- [31] TNO. DIANA: Finite Element Analysis User's Manual i DIANA. Release 9.6, 1 ed., Netherlands: TNO DIANA, 2015.
- [32] ROCHA, F.M. Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012. doi:10.11606/D.18.2012.tde-19032012-090525.
- [33] SANTOS, D.B.R. Modelagem numérica de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014. doi:10.11606/D.18.2014.tde-04062014-153311.
- [34] FEENSTRA, P. H., BORST, R. Aspects of robust computational modelling for plain and reinforced concrete. Heron, v. 38, n. 4, p. 3–76, 1993.
- [35] PIERIN, I., SILVA, V. P. Análise térmica de laje hollow core protendida em situação de incêndio. *In*: 51° Congresso Brasileiro do Concreto, 2009, Curitiba. Anais: Concreto para obras de infraestrutura Sustentáveis. São Paulo: IBRACON, 2009. p. 1–17.
- [36] SILVA, R.P.M. Resistência à força cortante de lajes alveolares preenchidas de pequena altura, Goiânia, 2015, Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, 201p.
- [37] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Design of concrete structures — Procedure. Rio de Janeiro, 2014 (in Portuguese).
- [38] INTERNATIONAL ORGANIZATION STARDADZATION. ISO 834-1:1999 Fire-resistance tests — Elements of building construction — Part 1: General requirements. Geneva, 1999.
- [39] ASSOCIATION OF MANUFACTURERS OF PRE-STRESSED HOLLOW CORE FLOORS — ASSAP. The Hollow Core Floor Design and Applications. 1 ed. Verona: Offset Print Veneta. 2002.



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

# Fire behavior of shallow prestressed hollow core slabs from computational modeling

Análise do comportamento de lajes alveolares de altura reduzida em situação de incêndio via modelagem computacional



D. L. ARAÚJO ª dlaraujo@ufg.br https://orcid.org/0000-0002-6802-4637

G. D. C. PINTO \* guilhermecosta.engcivil@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6559-7483

# Abstract

Prestressed hollow core slabs are one of the structural systems whose use has increased the most in recent years in Brazil due to its efficiency and versatility. They can be used in many types of structural systems, such as masonry, precast concrete, cast-in-place concrete and steel structures. However, there are few analytical models to evaluate the fire behavior of hollow core slabs. In a simplified way, the fire resistance is evaluated indirectly through the minimum distance of the surface in contact with fire to the reinforcement axis. In this paper, some numerical models in finite element software were developed to analyze the variation of temperature with fire exposure time of shallow hollow core slabs, focusing on the presence of voids in the transversal section of the slab. The 500 °C isotherm method applied to 20 cm high slabs confirmed the Standard Fire Resistance of thas applied to shallow prestressed hollow core slabs that are 16 cm high, the 500 °C isotherm method indicated that the Standard Fire Resistance of these slabs is lower than values obtained from tabular methods.

Keywords: shallow hollow-core slabs, fire resistance, precast concrete, computational modeling.

# Resumo

As lajes alveolares protendidas são um dos sistemas estruturais que mais ganhou força nos últimos anos no Brasil devido a sua eficiência e versatilidade. Podem ser empregadas em vários tipos de sistemas construtivos como: alvenaria estrutural, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco e estrutura metálica. Contudo, ainda há poucos modelos de cálculo racionais para avaliar o comportamento ao fogo das lajes alveolares, sendo que, de forma simplificada, sua resistência ao fogo é avaliada de forma indireta pela garantia de uma distância mínima do eixo da armadura até a face do elemento estrutural submetida ao fogo. Neste artigo são apresentados alguns modelos numéricos desenvolvidos em um programa de elementos finitos para analisar a distribuição da temperatura em lajes alveolares de altura reduzida quando em situação de incêndio, com foco na influência da presença dos alvéolos. O método das isotermas de 500 °C aplicado a lajes com 20 cm de altura confirmaram alguns dos Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF) indicados nos métodos tabulares. Contudo, quando aplicados a lajes alveolares com altura de 16 cm, o método das isotermas de 500 °C indicou que o TRRF dessas lajes é inferior ao indicado nos métodos tabulares.

Palavras-chave: laje alveolar, incêndio, pré-moldado, modelagem computacional.

Received: 21 Dec 2017 • Accepted: 15 May 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brasil

# 1. Introdução

No setor de pré-moldados, a laje alveolar é um elemento estrutural que teve um grande crescimento devido à sua versatilidade e agilidade na execução e montagem. Essa laje pode ser usada em vários sistemas construtivos: estruturas de concreto moldado no local, estruturas de concreto pré-moldado, alvenaria estrutural e até em estruturas metálicas. Embora a utilização da laje alveolar no Brasil tenha aumentado significativamente, na Europa ela é produzida em escala bem superior devido aos processos de industrialização e otimização dos projetos desenvolvidos em países como Alemanha, França e Inglaterra.

A laje alveolar, por ser um sistema estrutural bastante difundido, tem sido objeto de vários estudos para determinar o seu comportamento em situação de incêndio. Há trabalhos, tanto experimentais como numéricos por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), que contemplam as várias situações das lajes quanto ao carregamento e às condições de apoio da estrutura.

Na Europa e nos Estados Unidos há normas e manuais para o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio, como o Eurocode 1 [1] e o ASTM-E119 [2] que tratam das principais definições sobre incêndio e das curvas de aquecimento. O Eurocode 2 [3] e o ACI-216.1-M-07 [4] abordam os métodos de dimensionamento e trazem coeficientes de redução da resistência dos materiais com a elevação da temperatura. Especificamente com relação ao dimensionamento das lajes alveolares em situação de incêndio, têm-se as recomendações do manual do PCI [5] e da BS EN 1168 [6] que podem ser utilizados no projeto de estruturas de concreto com esse tipo de elemento estrutural.

No Brasil, o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio é abordado nas normas ABNT NBR 15200:2012 [7] e ABNT NBR 14432:2001 [8]. A norma ABNT NBR 15200:2012 [7] apresenta apenas um método tabular para o dimensionamento em situação de incêndio e não trata em suas tabelas do dimensionamento de lajes alveolares. Já a recente norma de estruturas pré-moldadas ABNT NBR 9062:2017 [9] apresenta critérios para dimensionamento de lajes alveolares em situação de incêndio, contudo esse critério baseia-se unicamente na recomendação de valores mínimos para a altura da laja alveolar e para a distância do eixo da armadura até a face do elemento estrutural submetida ao fogo.

Assim, este artigo tem como objetivo determinar o campo de temperatura em lajes alveolares protendidas de altura reduzida quando em situação de incêndio por meio de simulações computacionais em programas baseados no Método dos Elementos Finitos e considerando a presença dos alvéolos na seção transversal. As estratégias de modelagem térmica desenvolvidas são validadas por meio da comparação dos resultados de um modelo numérico termoestrutural com resultados de ensaios de lajes alveolares submetidas à flexão em situação de incêndio disponíveis na literatura. Ao final, é utilizado o método da isoterma de 500 °C para estimar a redução do momento fletor resistente em função do tempo de exposição ao fogo de uma laje alveolar de pequena altura. É importante que haja um maior aprofundamento do entedimento do comportamento de lajes alveolares em situação de incêndio. Há vários trabalhos na literatura que abordam o comportameto de vigas e pilares de concreto armado em situação de incêndio [10-13], além de estruturas mistas aço-concreto [14-17]. Também há vários trabalhos que abordam o comportamento de lajes alveolares em situação de incêndio, sejo por meio de ensaios ou de modelagem computacional [18-27]. Contudo, em sua grande maioria esses trabalhos abordam lajes de alturas maiores, sendo que a menor altura analisada nesses trabalhos é de 20 cm e na maioria com alvéolos circulares. Assim, ainda há uma lacuna de conhecimento sobre as lajes alveolares com alturas menores que 20 cm e que são empregadas em edificações de menores vãos.

# 2. Métodos de dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio

Segundo Costa [28], dimensionar uma estrutura em situação de incêndio é analisar as repostas térmicas e mecânicas da estrutura sob uma ação térmica transiente. Ao analisar uma estrutura em temperatura ambiente, isto é, considerando somente as cargas estáticas de serviço, o procedimento é mais simples por se conhecer o comportamento das peças – sejam elas vigas, lajes ou pilares – e quais são os seus mecanismos de ruptura.

Já em situação de incêndio, por ser uma ação excepcional, assim como terremotos ou explosões que impactam na dinâmica das estruturas, os elementos estruturais se comportam de uma maneira pouco conhecida. Há grande influência das propriedades térmicas dos materiais na forma como o calor é transferido na estrutura. Há, ainda, a questão de como a temperatura da estrutura aumenta com o passar do tempo e se o ambiente é compartimentado ou não.

Segundo Costa [28], a análise térmica quantifica a transmissão de calor da face exposta para o interior do elemento por meio do fenômeno de condução, estabelecendo-se a distribuição interna de temperaturas na seção transversal em cada instante. De forma mais ampla, a análise térmica de uma estrutura também é afetada pelos fenômenos de radiação e convecção. De posse da distribuição de temperatura na seção transversal, é possível determinar a resistência mecânica dos materiais constituintes, isto é, aço e concreto, em temperatura elevada. Ao se aplicar gradualmente o campo de temperaturas previamente determinado a um elemento estrutural solicitado por um carregamento mecânico, tem-se uma análise termoestrutural.

Um bom dimensionamento da estrutura de concreto em situação de incêndio garante os seguintes requisitos: as ligações entre os elementos estruturais suportam as ações térmicas na estrutura e o calor não consegue propagar rapidamente ao longo da estrutura para evitar que outros elementos estruturais sejam afetados pela ação do fogo.

Ao dimensionar uma estrutura em situação de incêndio, busca--se que os elementos estruturais tenham dimensões que possam suportar os esforços provenientes das cargas térmica e mecânica. O projetista deve garantir que a estrutura atenda ao Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) desejado [29]. A ABNT NBR 14432:2001 [8] define o TRRF como o tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão. Já a resistência ao fogo é a propriedade de um elemento de construção quando submetido ao fogo por determinado período manter a segurança estrutural, a estanqueidade e o isolamento. Segundo Silva [30], o TRRF não significa a duração de um incêndio, nem tempo de desocupação ou tempo-resposta do Corpo de Bombeiros, mas sim um parâmetro para projeto.

#### 2.1 Método tabular

Os métodos tabulares são os mais simples, tradicionais e mais utilizados para a prática de projetos estruturais. Por se tratar de uma maneira simples de dimensionar uma estrutura, esses métodos envolvem várias restrições e são bastante a favor da segurança. Para valores não tabelados, recorre-se a interpolações para se chegar aos resultados desejados. A aplicação é restrita a elementos usuais, de geometria bem definida e que consta nas tabelas.

Essas tabelas baseiam-se no princípio de quanto mais longe o centro geométrico da armadura estiver da face de concreto exposta ao calor, menor será a sua temperatura e, consequentemente, mais segura será a estrutura em situação de incêndio. As temperaturas tendem a diminuir no centro da seção transversal do concreto devido à sua baixa capacidade de conduzir calor e, por isso, quanto maior a espessura das peças e a distância do eixo da armadura à face exposta ao calor, mais tempo decorrerá até o elemento estrutural atingir a ruína sob o carregamento atuante. No método tabular não há necessidade de se checar a capacidade resistente à flexão, ao cisalhamento, à torção e as condições de apoio (ancoragem na estrutura). Também não é considerada a verificação da desagregação do concreto (spalling).

A norma brasileira ABNT NBR 15200:2012 [7] é baseada no Eurocode 2 [3] e utiliza tabelas para o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Os valores mínimos de espessuras dos elementos estruturais e da distância do centro geométrico da armadura à face exposta ao fogo dependem do tipo de elemento estrutural e do TRRF, o qual é função do tipo de construção (residencial, comercial, industrial, educacional, etc). A Tabela 1 mostra a espessura mínima para lajes simplesmente apoiadas, levando em conta a distância mínima ( $c_1$ ) do centro geométrico da armadura à face exposta ao fogo, segundo a ABNT NBR 15200:2012 [7]. As tabelas de dimensionamento foram elaboradas considerando os esforços solicitantes de cálculo na estrutura em situação de incêndio iguais a 70% das solicitações de cálculo à temperatura ambiente. Logo, as dimensões indicadas nas tabelas podem ser reduzidas para elementos nos quais o valor de cálculo da solicitação em situação de incêndio seja inferior a 70% do valor de cálculo em temparatura ambiente. A Tabela 2 mostra as dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas, de acordo com a NBR 15200:2012 [7]. Os valores de  $c_1$  nas Tabelas 1 e 2 são válidos para armadura passiva e devem ser acrescidos de 15 mm para fios e cordoalhas protendidas.

A mais recente versão da ABNT NBR 9062:2017 [9] traz recomendações para o dimensionamento de lajes alveolares em situação de incêndio e baseia-se na limitação da distância do centro geométrico da armadura à face exposta ao fogo ( $c_1$ ) e na relação entre o momento solicitante em situação de incêndio ( $M_{sd}$ ) e o momento resistente ( $M_{rd}$ ) a temperatura ambiente. A Tabela 3 mostra as combinações entre espessura da laje (h) e distância  $c_1$  para cada nível de carregamento ( $M_{sd}/M_{rd}$ ). A espessura da laje indicada na Tabela 3 pode ser considerada como a soma da espessura da laje alveolar com a espessura da capa de concreto. Além disso, esses valores valem para lajes alveolares com índice de vazios (relação entre a espessura média e a altura da laje) maior ou igual a 0,5.

# 2.2 Método da isoterma de 500 °C

Este método foi idealizado na Suécia e é um dos mais conhecidos do meio técnico. Segundo Aguado *et al.* [21], conhecido o campo

#### Tabela 1

Espessura mínima (h) e distância mínima do eixo da armadura à face exposta ao fogo (c<sub>1</sub>) para lajes simplesmente apoiadas [7]

TDDE	h	c <sub>1</sub> (mm)			
(mín)	(mm)	Laje armada em duas direções $\ell_x/\ell_y \le 1.5$	Laje armada em duas direções $1.5 \leq \ell_{\rm x}/\ell_{\rm y} \leq 2.0$	Laje armada em uma direção $\ell_{\rm x}/\ell_{\rm y} \geq 2.0$	
30	60	10	10	10	
60	80	10	15	20	
90	100	15	20	30	
120	120	20	25	40	
180	150	30	40	55	

#### Tabela 2

Dimensões mínimas para lajes nervuradas simplesmente apoiadas em situação de incêndio [7]

TRRF	Nervuras:	Capa:		
(mín)	1	2	3	h/c <sub>1</sub> (mm/mm) <sup>2</sup>
30	80/15	—	—	60/10
60	100/35	120/25	190/15	80/10
90	120/45	160/40	250/30	100/15
120	160/60	190/55	300/40	120/20
180	220/75	260/70	410/60	150/30

<sup>1</sup> b<sub>min</sub> corresponde à largura mínima da nervura ao nível do centro geométrico das armaduras; <sup>2</sup> h é a altura mínima da laje

Tabela 3

Dimensões mínimas para lajes alveolares biapoiadas [9]

TRRF	Espessura mínima total da laje (com ou sem capa) / distância c <sub>1</sub> mínima mm/mm			
(mín)	M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub> (%)	M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub> (%)	M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub> (%)	M <sub>sd</sub> /M <sub>rd</sub> (%)
	30-39	40-49	50-59	> 60
30	_	_	_	Todas as lajes/30
60	_	_	_	150/30
90	_	200/35 265/35 320/35 400/35	200/40 265/40 320/40 400/40	200/40
120	_	200/40 265/40 320/40 400/40	_	200/50
180	200/50 265/50 320/50 400/50	200/60	265/60 320/60 400/60	_

de temperatura da seção transversal da estrutura, na região onde a temperatura for igual ou maior a 500 °C a seção transversal de concreto é desprezada, enquanto o restante da seção de concreto é considerado à temperatura ambiente para estimativa da resistência ao fogo do elemento estrutural. É importante salientar que mesmo que o aço se encontre na região com temperatura maior que 500 °C ele não é desprezado na análise, porém tem suas propriedades mecânicas reduzidas em função da temperatura.

Ensaios realizados com diferentes carregamentos e TRRF's confirmaram que a simplificação de desprezar a seção transversal que atingiu a temperatura de 500 °C é válida para concretos de densidade normal e agregados silicosos [28].

Segundo Klein Júnior [29], o método da isoterma de 500 °C pode ser aplicado para qualquer curva de incêndio, desde que os dados da seção transversal (altura, largura e posição do centro geométrico da armadura) em análise e a distribuição de temperatura sejam conhecidos. Esse modelo de cálculo é válido para elementos estruturais submetidos à flexão simples ou flexão normal composta. Os procedimentos básicos de cálculo desse método são: determinar a distribuição de temperatura na seção transversal da estrutura em função do TRRF; reduzir a seção transversal, desprezando as áreas de concreto com temperatura acima de 500 °C; determinar a temperatura na armadura; reduzir as propriedades mecânicas do aço em função da temperatura; estimar o esforço resistente da estrutura considerando a seção transversal e as propriedades do aço e do concreto reduzidas. Finalmente, deve-se comparar o esforço resistente estimado em temperatura elevada com o esforço solicitante em situação de incêndio.

# 3. Simulação computacional

O programa DIANA<sup>®</sup> 9.6 [31] é um código computacional baseado no Método dos Elementos Finitos que, além de aplicações em estruturas típicas de Engenharia Civil, é utilizado para soluções em casos da Engenharia Mecânica (máquinas, equipamentos, etc), Biomecânica, Genética, entre outras. No caso da análise termoestrutural, o programa DIANA<sup>®</sup> 9.6 [31] possui um módulo com funções específicas para o processamento da estrutura. Trata-se da junção do módulo estrutural não linear com o de fluxo térmico. Cada um deles possui seu próprio conjunto de elementos finitos, carregamentos e propriedade dos materiais.

Segundo Rocha [32], todos os dados devem ser considerados em apenas um modelo, pois em análises termoestruturais acopladas o programa DIANA® irá automaticamente converter os resultados da análise térmica em dados para a análise estrutural. O modelo térmico deve ser formado por elementos com interpolação linear, enquanto que no modelo estrutural os elementos podem ter interpolação quadrática, sendo o próprio programa responsável pela compatibilização dos elementos.

# 3.1 Lei constitutiva dos materiais

Dever ser definida uma lei constitutiva para representar o comportamento mecânico dos materiais em temperatura ambiente, bem como deve-se definir a variação dessas propriedades com a temperatura. Nesse artigo, a variação das propriedades mecânicas com a temperatura foi definida conforme mostrado na Figura 1, o que é semelhante ao recomendado no Eurocode 2 [3]. O aço foi considerado um material elastoplástico perfeito com critério de plastificação de von Mises, tanto à temperatura ambiente quanto em alta temperatura.

Em relação ao concreto, o programa DIANA<sup>®</sup> 9.6 [31] não permite considerar um modelo mecânico multilinear para o concreto, nas situações de compressão e tração, variando com a temperatura. Por isso, foram utilizados outros modelos constitutivos baseados na formulação de deformação total (*Total strain crack models*), com fisssuração distribuída, que simulam o comportamento mecânico do concreto pelo seu diagrama tensão-deformação uniaxial. O programa DIANA<sup>®</sup> 9.6 [31] apresenta alguns modelos constitutivos para representar o comportamento do concreto à tração, tendo sido adotado neste artigo o modelo exponencial mostrado na Figura 2a. Para o regime de compressão foi adotado o modelo parabólico mostrado na Figura 2b. Os valores da energia no modo I fratura (G<sub>f</sub>), bem como a variação do mesmo com a temperatura, seguiu o recomendado nos trabalhos de Rocha [32] e de Santos [33], mostrado na Figura 1, e que apresentaram bons resultados

quando comparados a resultados experimentais de vigas mistas aço-concreto. A energia na compressão  $(G_c)$ , em todas as análises, foi tomada igual a cem vezes a energia no modo I de fra-

tura [34]. Assim, o valor da energia na compressão variou com a temperatura conforme a variação adotada para a energia no modo I de fraturamento.



# Figura 1

Variação das propriedades mecânicas do concreto e do aço com a temperatura: (a) Resistência à compressão do concreto (agregado silicoso); (b) Módulo de elasticidade do concreto; (c) Resistência à tração do concreto; (d) Energia no modo I de fratura do concreto; (e) Módulo de elasticidade do aço; (f) Resistência ao escoamento do aço de protensão

# Fire behavior of shallow prestressed hollow core slabs from computational modeling





# Figura 2



# 3.2 Malha de elementos finitos

Para a análise de uma estrutura submetida a uma fonte exterma de calor são necessários dois tipos de elementos finitos: um para representar o volume do elemento estrutural e outro para as regiões onde são aplicadas as cargas térmicas, também chamadas de regiões de contorno, para que o calor seja transferido ao longo da estrutura. Nas modelagens térmicas de lajes alveolares em duas dimensões foi utilizado, para representar a seção transversal das lajes, o elemento finito Q4HT, que é um elemento plano, quadrilateral isoparamétrico de 4 nós, de interpolação linear e integração de Gauss, mostrado na Figura 3. Para as regiões de contorno, foi utilizado o elemento de linha B2HT que é linear isoparamétrico de dois nós, de interpolação linear e integração de Gauss, mostrado na Figura 4.

Para as análises termoestruturais tridimensionais foi utilizado, para representar a laje alveolar, o elemento CHX60 que é um elemento sólido, isoparamétrico de 20 nós, de interpolação quadrática e integração de Gauss, mostrado na Figura 5. Para os elementos de contorno que fazem a transferência de calor para a estrutura, foi utilizado o elemento BQ4HT que é um elemento quadrilateral plano de quatro nós,



Figura 3 Elemento finito Q4HT [31]







Figura 5 Elemento finito CHX60 [31]



Figura 6 Elemento finito BQ4HT [31]

de interpolação linear e integração de Gausss, mostrado na Figura 6. Nesse caso, como o elemento de contorno é linear e não possui nós intermediários em sua estrutura, ele é, inicialmente, incompatível com o elemento CHX60. O programa DIANA® 9.6 faz internamente a compatibilização do elemento estrutural com o elemento de transferência de calor [31]. A temperatura ambiente foi definida como 20 °C nas faces não expostas ao calor.

As cordoalhas de protensão foram representadas por elementos do tipo *embedment reinforcement* que simulam a presença da armadura na malha de concreto com aderência perfeita. A protensão foi aplicada no modelo como condição inicial de carregamento.

#### 3.3 Carregamentos e condições de contorno

Foram desenvolvidos dois tipos de modelagem computacional, isto é, uma modelagem térmica bidimensional e uma modelagem termoestrutural tridimensional. Nas modelagens térmicas no DIA-NA® 9.6 [31] foi considerada a transferência de calor por convecção e radiação. A carga mecânica, no modelo termoestrutural em três dimensões, foi aplicada em forma de pressão na região de aplicação do carregamento.

Para a análise térmica, as condições de contorno são definidas nos locais onde ocorrem ou perda ou ganho de calor para o meio externo. No caso da laje alveolar, a face inferior está diretamente em contato com a fonte de calor. A face superior e as faces laterais estão isoladas da fonte de calor e não transferem calor para o meio externo. Já no interior dos alvéolos há transferência de calor de sua face inferior para a face superior por meio do aquecimento do ar presente nos alvéolos. Assim, a transferência de calor ao longo da seção transversal da laje dá-se por por convecção e radiação.

No caso da modelagem termoestrutural, a análise é realizada em três etapas. Na primeira etapa é feita a introdução do campo inicial de tensões devido às cordoalhas de protensão, o qual se matém inalterado ao longo do tempo. Isto é, não se considera a perda de protensão com o aumento da temperatura, mas apenas aquela ocorrida antes da fase de aquecimento. Na segunda etapa é aplicado o carregamento mecânico, de serviço, à laje. Este é aplicado de forma incremental, caracterizando uma análise mecânica não linear. Finalmente, na terceira etapa, o campo de temperatura é importado da análise térmica e é realizada uma análise transiente, visando representar o comportamento da laje alveolar carregada quando submetida a um aquecimento oriundo de um incêndio padrão. Nessa etapa, as propriedades mecânicas dos materiais variam em função do campo térmico da seção transversal ao longo do tempo de exposição ao fogo seguindo a lei constitutiva anteriormemte definida. Essa metodologia é semelhante à realizada em pesquisas anteriores [20].

# 4. Validação do modelo computacional

Neste item é apresentado o resultado da validação da simulação computacional no programa DIANA<sup>®</sup> por meio da comparação dos resultados numéricos com valores experimentais obtidos por



#### Figura 7

Seção transversal da laje alveolar utilizada na validação do modelo computacional [26]



#### Figura 8

Esquema de carregamento da laje alveolar utilizada na validação do modelo computacional [26]

# Tabela 4

Propriedades térmicas e mecânicas<sup>1</sup> do concreto e do aço

Propriedade	Concreto	Aço
Condutividade térmica (W/m•°C)	1,33	5,33
Capacitância (W/kg•°C)	2,16 × 10°	3,45 × 10°
Módulo de elasticidade (MPa)	43500	210000
Resistência à compressão (MPa)	75	—
Resistência à tração (MPa)	5,40	1900
Energia de fratura (N/m)	143	—
Coeficiente de condutividade (W/m²•°C)	25	—
Emissividade	0,7	—

<sup>1</sup> As propriedades mecânicas do concreto e do aço não especificadas por Shakya e Kodur [26] foram retiradas da referência [36]

Shakya e Kodur [26] de lajes alveolares submetidas a um incêndio-padrão segundo a curva da ASTM-E119.

# 4.1 Propriedades geométricas da laje

Shakya e Kodur [26] ensaiaram e simularam computacionalmente seis lajes alveolares submetidas a carregamento de serviço e diferentes curvas de incêndio. Neste artigo, escolheu-se para validar o modelo computacional uma das lajes ensaiadas por esses autores, confeccionada com agregado graúdo do tipo carbonato, e que foi submetida ao aquecimento segundo a curva de incêndio-padrão definida pela ASTM E-119 [2]. As lajes ensaiadas pelos autores possuiam 4,0 m de vão, 1,20 m de largura, 20 cm de altura, seis alvélos circulares e sete cordoalhas de protensão de 12,7 mm. Nas Figuras 7 e 8 são mostradas a seção transversal das lajes alveolares e o esquema de carregamento mecânico, respectivamente. As lajes alveolares possuíam concreto com resistência à compressão de 75 MPa e foram projetadas conforme o Manual do PCI [5]. Os apoios estavam liberados para a rotação. Foi aplicado um carregamento mecânico à laje de 69,4 kN, o que correspondia a 60% da resistência à flexão da laje em temperatura ambiente. Além dos ensaios, Shakya e Kodur [26] desenvolveram modelos numéricos em um programa de elementos finitos para representar o comportamento das lajes alvealoares em situação de incêndio. Maiores informações sobre os ensaios podem ser obtidas na referência [26].

#### 4.2 Propriedades dos materiais

A Tabela 4 apresenta as propriedades térmicas e mecânicas do aço e do concreto utilizadas na modelagem computacional. Vale ressaltar que Shakya e Kodur [26] informaram em seu trabalho apenas as propriedades mecânicas do concreto e do aço em temperatura ambiente, não informando a variação dessas propriedades com a temperatura. A variação das propriedades mecânicas

# Tabela 5

Propriedades térmicas do ar

Condutividade térmica	Capacitância	
(W/m°C)	(W/kg°C)	
0,023	1210	

do concreto e do aço com a temperatura utilizada nas modelagens deste artigo são mostradas na Figura 1.

#### 4.3 Malha de elementos finitos e estratégia de modelagem

Na construção do modelo computacional no DIANA® 9.6 foram realizadas três estratégias de modelagem para determinação do campo de temperatura na seção transversal da laje: a primeira com carga térmica somente na região inferior da laje, a segunda preenchendo os alvéolos com ar (admitindo as propriedades de condutividade térmica e capacitância do ar mostradas na Tabela 5), ao invés de deixar somente os vazios, e a terceira aplicando carga térmica de convecção e radiação também na face superior dos alvéolos (Figura 9). A Figura 10 mostra a malha final utilizada na modelagem da laje alveolar considerando o ar no interior dos alvéolos.

A primeira estratégia de modelagem é a tipicamente utilizada em vários trabalhos, ou seja, é feita a modelagem da laje alveolar sem considerar o fluxo de calor na região interna dos alvéolos [35]. A segunda estratégia de modelagem considera uma laje maciça, porém na região dos alvéolos as propriedades térmicas são alteradas para as do ar. O objetivo é verificar se o fluxo de calor transferido por essa região representaria a situação observada na modelagem realizada por Shakya e Kodur [26]. Essa estratégia é semelhante a utilizada em outras pesquisas [27].



#### Figura 9

Laje alveolar discretizada em elementos finitos por Shakya e Kodur considerando o fluxo de calor no interior dos alvéolos [26]



Elemento de contorno - B2HT

# Figura 10

Laje alveolar representada com a malha de elementos finitos Q4HT e alvéolos preenchidos com as propriedades térmicas do ar



# Figura 11

Malha de elementos finitos da laje alveolar para modelagem tridimensional termoestrutural

Já na terceira estratégia de modelagem, semelhante ao realizado por Shakya e Kodur [26] e Aguado *et al.* [20], há elementos de contorno para transferência do calor tanto na face inferior da laje quanto na metade superior dos alvéolos. No ensaio não foi determinado com exatidão como o calor se propaga dentro do alvéolo. Para simular essa propagação de calor no interior dos vazios, Shakya e Kodur [26] propuseram que fosse definida uma curva de aquecimento específica para a face superior dos alvélos que difere da curva de aquecimento da face inferior da laje. Neste trabalho, tal curva foi construída a partir das médias das temperaturas em cada nó da malha de elementos finitos que compõem a metade inferior do alvéolo para cada intervalo de tempo. Essa curva foi aplicada aos elementos de contorno na metade superior dos alvéolos para simular a transferência de calor por convecção e radiação no interor dos alvéelos com o aquecimento da face inferior da laje. Essa metodologia é semelhante à utilizada por Aguado *et al.* [20].

Para validação dessas estratégias de modelagem térmica, foi realizada uma modelagem termoestrutural tridimensional (Figura 11), cujo resultado foi comparado com os resultados obtidos por Shakya e Kodur [26] de modelagens computacionais no programa ANSYS. Os principais resultados analisados são o deslocamento vertical da laje e o seu panorama de fissuração ao longo do tempo.

#### 4.4 Resultados da modelagem térmica

Os resultados encontrados para o campo de temperatura a partir das três estratégias de modelagem térmica bidimensional realizadas no DIANA<sup>®</sup> 9.6 são mostrados nas Figuras 12, 13 e 14. Na primeira estratégia, na qual considerou-se a carga térmica apenas



# Figura 12

Campo de temperatura na seção transversal da laje alveolar - primeira estratégia: a) 60 minutos; b) 120 minutos



# Figura 13

Campo de temperatura na seção transversal da laje alveolar - segunda estratégia: a) 60 minutos; b) 120 minutos



# Figura 14

Campo de temperatura na seção transversal da laje alveolar - terceira estratégia: a) 60 minutos; b) 120 minutos



# Figura 15

Curva de aquecimento aplicada na face superior do alvéolo para laje de 20 cm de altura com alvéolos circulares

na face inferior da laje, a temperatura máxima encontrada na face inferior foi de 876 °C e 998 °C após 60 e 120 minutos, respectivamente (Figura 12). A temperatura encontrada nas cordoalhas de protensão inferiores foi, aproximadamente, igual a 271 °C e 504 °C após 60 e 120 minutos, respectivamente. Na modelagem realizada por Shakya e Kodur [26] os valores obtidos foram de, aproximadamente, 300 °C após 60 minutos e 500 °C após 120 minutos de incêndio. A diferença de temperatura observada nas cordoalahas nessa estratégia de modelagem foi de 9,7% a menos para 60 minutos e 8,4% a mais para 120 minutos de incêndio.

Na face superior da laje, não exposta à carga térmica, a temperatura obtida na primeira estratégia de modelagem foi igual a 42 °C, valor 82,7% menor que a obtida na modelagem feita por Shakya e Kodur [26].

Considerando-se o ar como um meio contínuo preenchendo todo o alvéolo (segunda estratégia), o campo de temperatura obtido é mostrado na Figura 13. A temperatura máxima na face inferior após 60 e 120 minutos de incêndio foi de 908 °C e 1000 °C, respectivamente. Esses valores são maiores que os obtidos na primeira estratégia de modelagem. O campo de temperatura resultou com um formato ondulado ao longo da laje e a temperatura máxima encontrada na região das cordoalhas foi de 273 °C e 494 °C após 60 e 120 minutos, respectivamente. Isso representa uma diferença de 5,9% a menos para 60 minutos e 6,2% a mais para 120 minutos de incêndio em relação aos valores obtidos na modelagem de Shakya e Kodur [26]. Isso mostra que o fluxo de calor no interior dos alvéolos de fato afeta a distribuição de temperatura na seção transversal, implicando em maiores valores de temperatura em algumas regiões da seção transversal da laje.

O campo de temperatura obtido da terceira estratégia de modelagem é mostrado na Figura 14. A Figura 15 mostra a curva de aquecimento utilizada para aplicação da carga térmica na face superior dos alvéolos. A temperatura máxima encontrada na face inferior da laje foi praticamente a mesma da primeira estratégia de modelagem. Contudo, na região das cordoalhas a temperatura máxima subiu para 281 °C, após 60 minutos, e para 553 °C, após 120 minutos. A diferença em relação aos valores obtidos por Shakya e Kodur [26] em sua modelagem foi de 3,1% a menos para 60 minutos e 18,9% a mais para 120 minutos de incêndio, mostrando novamente a influência do fluxo de calor no interior dos alvéolos. Em relação à temperatura na face superior da laje, os resultados da terceira estratégia de modelagem são mais próximos dos valores obtidos por Shakya e Kodur [26] em sua modelagem e nos ensaios. A temperatura máxima obtida no DIANA® 9.6 foi de 296 °C,

valor 19,5% maior que o valor obtido por Shakya e Kodur [26]. A Figura 16 apresenta os gráficos de evolução da temperatura em função do tempo em alguns pontos da seção transversal da laje para a primeira, segunda e terceira estratégias de modelagem. Esses pontos foram escolhidos pois são aqueles que foram monitorados no ensaio da laje em situação de incêndio. Comparando os resultados obtidos na modelagem feita no DIANA<sup>®</sup> 9.6 com os obtidos por Shakya e Kodur [26], nota-se que a terceira estratégia de modelagem é a que melhor representa a evolução da temperatura na região interna da laje. Por exemplo, a temperatura na face superior da laje na primeira estratégia depois de 140 minutos de



#### Figura 16

Evolução da temperatura ao longo do tempo: a) primeira estratégia; b) segunda estratégia; c) terceira estratégia

incêndio foi de apenas 42 °C, enquanto no trabalho de Shakya e Kodur [26] a temperatura nessa região foi de 248 °C. Na segunda estratégia de modelagem essa temperatura foi de apenas 49 °C. Em ambos os casos, houve uma diferença de cerca de 200 °C para o valor obtido por Shakya e Kodur [26].

Da mesma forma, a temperatura no ponto do meio da seção transversal da laje alveolar na primeira estratégia foi mais de 50%

inferior ao valor encontrado por Shakya e Kodur [26], enquanto o valor obtido da segunda estratégia foi 93% inferior. Por outro lado, a diferença de temperatura entre o valor obtido da terceira estratégia de modelagem no DIANA<sup>®</sup> 9.6 e o valor obtido por Shakya e Kodur [26] no ponto do meio da seção transversal foi de apenas 7,8%. Nessa estratégia, contudo, foi observada uma maior temperatura na região da cordoalha depois de 90 minutos de incêndio quando comparado



# Figura 17

(a) Deslocamento em função do tempo; (b) panorama de fissuração da laje após 60, 90 e 120 minutos

aos valores obtidos da modelagem de Shakya e Kodur [26]. Isso evidencia que essa estratégia, aliada à curva de quecimento no alvéolo mostrada na Figura 15, representou melhor a variação de temperatura na região interna da laje alveolar, a despeito da maior temperatura na cordoalha depois de 90 minutos de exposição ao fogo.

#### 4.5 Resultados da modelagem termoestrutural

O modelo termoestrutural procurou avaliar, além do campo de temperatura na seção transversal, os deslocamentos e o processo de formação de fissuras na laje durante o processo de exposição ao fogo. A laje alveolar foi considerada biapoiada, com dois apoios do 2º gênero, ou seja, com restrições na horizontal e na vertical.

A tensão de protensão nas cordoalhas utilizada na modelagem foi de 1305 MPa, o que dá uma força de 13,18 kN em cada cordoalha de 12,7 mm. Essa tensão representa 70% da resitência ao escoamento do aço de protensão e foi o valor aplicado na fabricação da laje [26]. O carregamento mecânico foi aplicado por meio de duas forças concentradas, conforme o esquema de ensaio mostrado na Figura 8, cada uma com valor igual a 69,4 kN. Esse carregamento corresponde a 60% do carregamento que provocaria a ruína da laje no Estado Limite Último a temperatura ambiente.

A partir da análise termoestrutural foi obtida a variação do deslocamento vertical no meio do vão mostrada na Figura 17a. Esse resultado foi comparado com o obtido da simulação computacional de Shakya e Kodur [26]. Observa-se que o resultado da modelagem no código DIANA® 9.6 apresentou maiores deslocamentos após 40 minutos de incêndio. Isso ocorre mesmo com a temperatura nas cordoalhas obtida da terceira estratégia de modelagem térmica sendo igual a obtida da modelagem de Shakya e Kodur [26] até, aproximadamente, 90 minutos de incêndio. Uma possível razão da divergência dos resultados pode ser devido à diferença da lei constitutiva do concreto utilizada nesse artigo e no trabalho de Shakya e Kodur [26].

Apesar da diferença de resultados das duas modelagens, até 90 minutos de incêndio obtem-se uma taxa de deslocamento vertical



#### Figura 18

Momento resistente da laje alveolar em função do tempo

pequena e semelhante entre as modelagens, isto é, de aproximadamene 0,6 mm/min da modelagem de Shakya e Kodur [26] e de 0,9 mm/min da modelagem deste artigo. Segundo a norma UNI-EN 1363-1 [27], uma laje de concreto atinge o colapso após 90 minutos de incêndio quando a taxa de deslocamento vertical atinge o valor de:

$$v = \frac{dz}{dt} = \frac{L^2}{9000 d} (mm/min)$$
 (1)

sendo L o vão da laje e d a altura da laje. Para a laje alveolar em análise, a taxa limite vale, portanto, v = 8,9 mm/min. Esse valor não foi atingido em nenhuma das modelagens, o que indica que essa laje suportaria até 140 minutos de incêndio sem atingir o colapso. Para confirmar essa conclusão, a resistência residual da laje alveolar em situação de incêndio foi avaliada pelo método analítico apresentado no próximo item.

A Figura 17b apresenta o panorama de fissuração da laje alveolar após 60, 90 e 120 minutos. Esse panorama de fissuração encontrado pela modelagem no código DIANA® 9.6 foi bem próximo do obtido no trabalho de Kodur e Shakya [26]. As fissuras no sentido longitudinal surgiram após 20 minutos, assim como no modelo computacional. Aos 60 minutos as fissuras de flexão são bem visíveis e aos 75 minutos aparecem as fissuras de cisalhamento.

#### 4.6 Avaliação da resistência à flexão por meio de modelos analíticos simplificados

O momento fletor resistente da laje alveolar em função do tempo de exposição ao fogo, ou resistência residual, pode ser determinado a partir das equações de equilíbrio na seção do meio do vão da laje e utilizando o Método das isotermas de 500 °C descrito no item 2.2. Conhecido o campo de temperatura na seção transversal e a evolução da temperatura na cordoalha, a resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada é determinada por meio da Figura 1f, recomendada pelo Eurocode 2 [3] para armadura de protensão. Para cada intervalo de tempo, o momento fletor resistente é determinado a partir das equações clássicas da teoria de concreto armado e protendido por meio do equilibrio das forças normais de compressão no concreto e de tração na armadura, considerando os domínios de ruptura para o Estado Limite Último definidos pela norma NBR 6118:2014 [37] para elemetos lineares submetidos à flexão. O campo de temperatura utilizado nessa análise foi o determinado para a primeira e terceira estratégias de modelagem mostradas no item 4.4. Os resultados obtidos desse processo de cálculo analítico são comparados com os obtidos da modelagem computacional desenvovida por Shakya e Kodur [26], conforme apresentado na Figura 18. Nota--se dessa figura que o momento fletor resistente à temperatura ambiente para essa laje é estimado em 160 kNm por Shakya e Kodur [26] e em 179 kNm pelo método analítico. Conclui-se, assim, que o método analítico estimou um momento fletor resistente apenas 12% superior ao valor obtido da modelagem mecânica não linear.

Com o aumento da temperatura, há a redução da resistência ao escoamento da cordoalha, o que implica na redução do momento fetor resistente da laje alveolar. Vale observar que nesse cálculo foram adotados valores unitários para os coeficientes de redução da resistência dos materiais aço e concreto e não foi considerada a redução da resistência à compressão do concreto sob carregamento de longa



# Figura 19

Seção transversal de projeto da laje de pequena altura analisada - dimensões em milímetro [36]

duração (fluência) pelo fato do incêndio ser uma ação excepcional. Observa-se da Figura 18 que a taxa de redução do momento fletor resistente da laje alveolar pelo método analítico é ligeiramente maior que o previsto por Shakya e Kodur [26] até cerca de 80 minutos de incêndio-padrão. Após esse tempo, o método analítico com a primeira estratégia de modelagem tende a fornecer valores para o momento fletor resistente próximos dos obtidos da modelagem mecânica não linear, enquanto a terceira estratégia de modelagem do campo térmico tendo a fornecer momentos fletores resistentes menores.

Segundo a Tabela 3, essa laje poderia atender a um TRRF de 90 a 120 minutos, dependendo da relação entre o momento fletor solicitante em temperatura elevada e o momente fletor resistente a temperatura ambiente ( $M_{sd}/M_{rd}$ ). Como essa laje foi carregada com uma carga equivalente a 60% da sua resistência à flexão, tem-se que a relação  $M_{sd}/M_{rd}$  dessa laje é igual a 0,6, de onde conclui-se da Tabela 3 que essa laje atenderia a um TRRF de 90 minutos. Adotando M<sub>sd</sub> igual a 96 kNm na Figura 18, o que corresponde a 60% do momento fletor resistente à temperatura ambiente estimado por Shakya e Kodur [26] e 54% do valor estimado pelo método analítico, conclui-se que essa laje poderia resistir a um incêndio--padrão por um período que varia de 80 a 90 minutos, apresentado relativa concordância com a resistência ao fogo prevista na Tabela 3. Neste caso, não há influência da estratégia de modelagem térmica, uma vez que a temperatura nas cordoalhas é a mesma nas três estratégias até cerca de 90 minutos de exposição ao fogo. Ainda segundo a Tabela 3, caso seja necessário que essa laje atenda a um TRRF de 120 minutos, a relação M<sub>sd</sub>/M<sub>rd</sub> pode ser de até 0,49, isto é, o momento fletor solicitante em situação de incêndio pode ser de até 78 kNm. Neste caso, o método analítico indica que a laje atinge esse valor de momento fletor resistente para um tempo de exposição ao fogo que varia de 90 a 100 minutos, sendo o maior tempo obtido da primeira estratégia de modelagem térmica. Isso indica que o método tabular, neste caso, superestima o TRRF da laje em análise.

# 5. Laje alveolar de pequena altura em situação de incêndio

Na sequência foi analisada uma laje alveolar de pequena altura, isto é com 16 cm, comumente utilizada em obras com baixa carga



# Figura 20

Curva de aquecimento para aplicação da carga térmica no alvéolo para a laje de 16 cm de altura

variável ou com pequenos vãos, cuja geometria é mostrada na Figura 19 [36]. Para a modelagem térmica dessa laje, a fonte de calor foi aplicada na sua face inferior e seguiu a curva de incêndio--padrão recomendada pela ISO 834 [38]. Vale ressaltar que essa curva é muito próxima da curva recomendada pela ASTM E-119 [2] utilizada na modelagem da laje de 20 cm de altura.

# 5.1 Propriedades dos materiais

Os modelos constitutivos dos materiais utilizados foram os mesmos descritos no item 4.2, ou seja, modelo elastoplástico perfeito com critério de plastificação de von Mises e patamar de escoamento de 1900 MPa para o aço de protensão. Já para o concreto utilizou-se o modelo *Total strain crack* com decaimento exponencial (Figura 2a) para o comportamento à tração e a curva parabólica (Figura 2b) para o comportamento à compressão. A redução da resistência dos materiais com o aumento da temperatura foi tomada semelhante ao mostrado na Figura 1. As propriedades térmicas do concreto e do aço usadas na modelagem são as mostradas na Tabela 4, equanto as propriedades mecânicas foram obtidas da referência [36].



#### Figura 21

Seção transversal da laje alveolar de 16 cm de altura com representação da malha de elementos finitos



# Figura 22

Campo de temperatura após 60 minutos - Laje de 16 cm: a) primeira estratégia de modelagem; b) terceira estratégia de modelagem

# Fire behavior of shallow prestressed hollow core slabs from computational modeling



Figura 23 Evolução da temperatura ao longo do tempo – laje de 16 cm



Distância ao centro de gravidade da armadura (mm)

# Figura 24

Evolução da temperatura na armadura em função da distância à face exposta ao fogo [6]



#### 5.2 Malha de elementos finitos e estratégias de modelagem

Foram utilizadas duas estratégias de modelagem para determinação do campo de temperaturas: a primeira com carga térmica aplicada somente na face inferior da laje e a segunda com carga térmica aplicada tanto na face inferior quanto na metade superior do interior do alvéolo. Para definir a curva de aquecimento no interior do alvéolo, foi feita a média das temperaturas em cada nó da malha de elementos finitos na metade inferior do alvéolo. A curva de temperatura aplicada na face superior dos alvéolos é mostrada na Figura 20.

A Figura 21 mostra a seção transversal com a malha de elementos finitos, os quais possuem dimensão aproximada de 5 mm, o que resultou em uma malha com 1266 elementos. Foram utilizados os elementos finitos QU4 Q4HT para a seção transversal da laje e B2HT para o elemento de contorno nas faces onde se aplica a carga térmica. Nas faces laterais e na face superior da laje não havia troca de calor com o meio externo.

#### 5.3 Resultados da modelagem térmica

Os resultados do campo de temperatura após 60 minutos de incêndio são mostrados na Figura 22. A Figura 23 apresenta o gráfico de evolução da temperatura ao longo do tempo nos pontos A (cordoalha de protensão, localizada a 32 mm da face inferior), B (altura média da laje), C (40 mm abaixo da face superior) e D (face superior). Comparando as duas estratégias de modelagem (com carga térmica somente na face inferior e carga térmica também nos alvéolos) nota-se que a temperatura nas cordoalhas pelas duas estratégias é parecida até 90 minutos de incêndio, mostrando uma maior tem-



# Figura 25

Evolução da temperatura ao longo do tempo - laje de 20 cm



#### Figura 26

Esquema de ensaio à flexão da laje alveolar com altura de 16 cm [36] – dimensões em cm

peratura pela estratégia de carga térmica nos alvéolos após esse tempo de exposição ao fogo. Porém, a temperatura no concreto ao longo da altura da laje é bem maior na segunda estratégia de modelagem, alcançando uma temperatura de 117 °C na face superior da laje com 60 minutos de incêndio. Nesse tempo, a temperatura na cordoalha alcança 505 °C, valor bem superior ao previsto na Figura 24 e em outras literaturas técnicas [39], nas quais essa temperatura é alcançada apenas com 120 minutos de exposição ao fogo.

Em sua grande maioria, o campo de temperatura na literatura técnica foi determinado para lajes alveolares com altura maior que 20 cm. Quando a laje em estudo tem sua altura aumentada para 20 cm, a temperatura na cordoalha, depois de 60 minutos de exposição ao fogo, atinge uma temperatura menor, de 380 °C (Figura 25), mostrando que além da distância da armadura à face inferior, a altura da laje



#### Figura 27

Força *versus* deslocamento para a laje alveolar de 16 cm de altura a temperatura ambiente [36]

alveolar influencia na temperatura da cordoalha de protensão. Esse valor de temperatura é semelhante ao previsto pela Figura 24.

#### 5.4 Avaliação da resistência à flexão

Inicialmente foi determinado o momento fletor resistente da laje alveolar em temperatura ambiente. Para isso, foi realizada uma modelagem mecânica não linear, conforme esquema mostrado na Figura 26, cujo resultado é mostrado na Figura 27. Observa--se que o momento fletor último obtido da modelagem foi igual a 102 kNm, enquanto o momento fletor útimo obtido do ensaio foi igual a 99,6 kNm [36], uma diferença de apenas 2,4%. Já o momento fletor resistente à temperatura ambiente estimado pelo método analítico foi igual a 110,1 kNm, uma diferença de apenas 10% com relação ao valor obtido do ensaio. Isso mostra a eficiência do método analítico na estimativa da resitência à flexão da laje alveolar em estudo.

A Figura 28 apresenta a redução do momento fetor resistente da laje alveolar em função do tempo de exposição ao fogo obtido do método da istoterma de 500 °C, descrito no item 2.2, com a primeira estratégia de modelagem térmica. Vale ressaltar que neste caso houve pouca influência da estratégia de modelagem térmica na variação de temperatura da cordoalha até 90 minutos de exposição da laje ao fogo. Nessa figura também é destacado o momento fletor de 66,1 kNm, o que equivale a 60% do momento fletor resistente à temperatura ambiente.

Segundo a Tabela 3, essa laje alveolar poderia atender a um TRRF de 60 minutos para uma relação  $M_{sd}/M_{rd}$  maior que 0,6. Contudo, como visto na Figura 28, essa relação de  $M_{sd}/M_{rd}$  é alcançada após 35 minutos de exposição ao incêndio-padrão. Após 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão, o momento fletor resistente é de apenas 29% do momento fletor resistente à temperatura ambiente. Esse resultado mostra que, para essa laje de pequena altura, o método tabular superestimou a resistância da laje quando suetida a 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão.



# Figura 28

Momento resistente da laje alveolar em função do tempo – laje de 16 cm

# 6. Conclusões

As principais conclusões obtidas desse trabalho são:

- Das três estratégias de modelagem térmica analisadas, constatou-se que a melhor representação da variação da temperatura ao longo da altura da laje alveolar, na nervura de concreto, se dá ao considerar uma carga térmica na face inferior dos alvéolos. Contudo, essa estratégia tende a superestimar a temperatura na cordoalha para períodos de exposição ao fogo superiores a 90 minutos quando se analisou uma laje alveolar com altura de 20 cm e alvéolos circulares;
- Na falta de um critério mais preciso para estimar a carga térmica nos alvéolos, a metodologia adotada de se obter uma curva média de temperatura na face infeior do alvéolo e transferi-la para a face superior do alvéolo mostrou-se adequada para representar a variação de temperatura ao longo do tempo no concreto. Metodologias semelhantes são encontradas em outros trabalhos da literatura, contudo esses trabalhos não apresentam as curvas térmicas utilizadas na modelagem das lajes alveolares para comparação com as curvas obtidas neste artigo;
- A análise das curvas térmicas obtidas nesse trabalho mostra um claro atraso no aquecimento dos alvéolos da laje de 16 cm com alvóelos oblongos quando comparada com a curva térmica obtida para a laje alveolar de 20 cm com alvéolos circulares. Esse atraso, apesar de não ter reduzido a temperatura final na superfície interna do alvéolo depois de 140 minutos, deve-se à maior distância do alvéolo à face inferior na laje de 16 cm de altura, isto é, 35 mm nessa laje contra 25 mm na laje com alvéolos circulares;
- Segundo o método tabular da norma NBR 9062, baseado em recomendações internacionais, o TRRF da laje de 20 cm de altura analisada neste trabalho (com  $c_1 = 44 \text{ mm}$ ) é de 90 minutos quando a relação entre o momento fletor solicitante em temperatura elevada e o momente fletor resistente a temperatura ambiente  $(M_{sd}/M_{rd})$  é igual ou maior que 0,6 e de 120 minutos quando a relação  $M_{sd}/M_{rd}$  varia de 0,4 a 0,49. Do método analítico com a isoterma de 500 °C, associado ao campo de temperatura obtido tanto da primeira quanto da terceira estratégia de modelagem térmica, conclui-se que o TRRF dessa laje varia de 80 a 90 minutos para uma relação M<sub>sd</sub>/M<sub>rd</sub> igual a 0,6 e varia de 90 a 100 minutos para uma relação M\_/M\_ igual a 0,49. Assim, o TRRF estimado pelo método tabular mostra--se adequado para uma relação M<sub>sd</sub>/M<sub>rd</sub> igual a 0,6 e superestimado quando a relação M<sub>sd</sub>/M<sub>rd</sub> é igual a 0,49;
- A modelagem térmica da laje alveolar de altura reduzida, isto é, com 16 cm de altura e c<sub>1</sub> = 32 mm, mostrou que a variação de temperatura na cordoalha é maior que a prevista na literatura técnica, independentemente da estratégia térmica adotada. Neste caso, aos 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão é atingida uma temperatura na cordoalha que seria atingida apenas aos 120 minutos segundo a literatura técnica. Esse efeito está relacionado com a altura da laje alveolar, uma vez que a mesma laje, porém com altura de 20 cm, apresenta uma temperatura menor na cordoalha e semelhante aos resultados previstos na literatura;
- Segundo o método tabular da norma NBR 9062, uma laje alveolar com 16 cm de altura e c<sub>1</sub> = 32 mm poderia atender a um TRRF de 60 minutos para uma relação M<sub>sr</sub>/M<sub>rd</sub> maior que

0,6. Contudo, do método analítico com a isoterma de 500 °C associado ao campo de temperatura obtido tanto da primeira quanto da terceira estratégia de modelagem térmica, a relação de  $M_{sd}/M_{rd}$  igual a 0,6 é alcançada após 35 minutos de exposição ao incêndio-padrão. Após 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão, o momento fletor resistente é de apenas 29% do momento fletor resistente à temperatura ambiente. Esse resultado mostra que, para essa laje de pequena altura, o método tabular superestima o seu TRRF. Isso deve-se ao fato de que a maior parte dos resultados de campo térmico disponíveis na literatura foram obtidos para lajes alveolares com altura maior que 20 cm.

Os resultados aqui apresentados mostram a importância de se adotar no projeto processos mais refinados para a estimativa da segurança das lajes alveolares em situação de incêndio, uma vez que parâmetros como a geometria dos alvéolos e a distância dos mesmos à face inferior da laje podem influenciar na variação da temperatura nas cordoalhas, e não apenas a distância das cordoalhas até a face aquecida. O método da isoterma de 500 °C associado a um campo de temperatura obtido de uma modelagem térmica fornece estimativas mais realistas de TRRF, devendo, sempre que possível, ser adotado no projeto de lajes alveolares em situação de incêndio.

# 7. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pelo apoio financeiro dessa pesquisa (projeto nº 442716/2014-1). Agradecem também à FA-PEG (Fundação de amparo à pesquisa do Estado de Goiás) pela concessão da bolsa de estudos durante a vigência da pesquisa.

# 8. Referências bibliográficas

- EUROPEAN COMMITEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 1 — Actions on structures — Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. 2002.
- [2] ASTM International. ASTM E119-15 Standard test methods for fire tests of building construction and materials. U.S.A, 2015.
- [3] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDZATION. Eurocode 2 — Design of concrete structures — Part 1-2: General rules — Structural fire design, 2004.
- [4] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 216.1M-07

   Code requirements for determining fire resistance of concrete masonry construction assemblies (metric). U.S.A, 2007.
- PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE.
   PCI Manual for design of hollowcore slabs. 2. ed. Chicago, 1998.
- [6] BRITISH STANDARDS. BS EN 1168:2005. Precast concrete products – Hollow core slabs. 2005.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Fire design of concrete structures. Rio de Janeiro, 2012 (in Portuguese).
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Fire-resistance requirements for building
construction elements — Procedure. Rio de Janeiro, 2001 (in Portuguese).

- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062: Design and execution of precast concrete structures. Rio de Janeiro, 2017 (in Portuguese).
- [10] SILVA, V.P. Concrete beams fire design. Enhancement of some recommendations of the Eurocode. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 4, n. 2, 277–303, 2011.
- [11] SUAZNABAR, J.S., SILVA, V.P. Combined axial and flexural loads in short reinforced concrete columns in fire: ultimate limit state curves using 500°C isotherm method. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 11, n. 7, 163–182, 2018.
- [12] CHEREM, M., SILVA, V.P. Determination of the ULS, for columns with small dimensions, under biaxial bending and symmetrical fire conditions. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 10, n. 2, 451–476, 2017.
- [13] SILVA, V.P. Fire design of reinforced concrete columns. An alternative to the tabular method presented by the Brazilian standard NBR 15200:2004. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 1, n. 4, 331–392, 2008.
- [14] ROCHA, F. M., MUNAIAR NETO, J. Analysis of slim floor beams in fire: emphasis on the concrete constitutive models. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 7, n. 1, 158–177, 2014.
- [15] SIMÕES, Y.S., ROCHA, F. M., MUNAIAR NETO, J. Numerical comparison between the thermo-structural behavior of steel and partially encased steel and concrete composite columns in fire. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 11, n. 4, 876–901, 2018.
- [16] PIERIN, I., SILVA, V.P. Fire design of composite ribbed slabs. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 7, n. 2, 178–207, 2014.
- [17] RIGOBELLO, R., ALMEIDA, S.J.C., MUNAIAR NETO, J., MALITE, M., SILVA, V.P. The Influence of end conditions on numerical models of cold formed steel and concrete composite beams in fire. Ibracon Structures and Materials Journal, v. 3, n. 3, 357–373, 2010.
- [18] HERTZ, K., GIULIANI, L., SØRENSEN, L. S. Fire resistance of extruded hollow-core slabs. Journal of Structural Fire Engineering, v. 8, p. 324–336, 2017.
- [19] KAKOGIANNIS, D., PASCUALENA, F., REYMEN, B., PYL, L., NDAMBI, J. M., SEGERS, E., LECOMPTE, D., VANTOMME, J., KRAUTHAMMER, T. Blast performance of reinforced concrete hollow core slabs in combination with fire: Numerical and experimental assessment. Fire Safety Journal, v. 57, p. 69–82, 2013.
- [20] AGUADO J. V., ALBERO, V., ESPINOS, A., HOSPITAL-ER, A., ROMERO, M. L. A 3D finite element model for predicting the fire behavior of hollow-core slabs. Engineering Structures, v. 108, p. 12–27, 2016.
- [21] AGUADO, J.V., ESPINOS, A, HOSPITALER.A, ORTEGA.J, ROMERO.L. Influence of reinforcements arrangement in flexure fire behavior of hollow core slabs. Fire Safety Journal, v. 53, p. 72–84, 2012.
- [22] KODUR, V. K. R., SHAKYA, A. M. Factors governing the shear response of prestressed concrete hollowcore

slabs under fire conditions. Fire Safety Journal, v. 88, p. 67–88, 2017.

- [23] KODUR, V. K. R., SHAKYA, A. M. Modelling the response of precast, prestressed concrete hollow-core slabs exposed to fire. PCI Journal, v. 78, p. 78–94, 2014.
- [24] MIN, J., DHAKAL, R. P., MOSS, P. J., BUCHANAN, A. H., ABU, A. K. Modelling the fire resistance of prestressed concrete floors using multi-spring connection elements. Journal of Structural Fire Engineering, v. 3, p. 1–18, 2012.
- [25] SHAKYA, A. M., KODUR, V. K. R. Modelling shear failure in precast prestressed concrete hollowcore slabs under fire conditions. Journal of Structural Engineering, v. 143(9), 2017.
- [26] SHAKYA A.M, KODUR, V.K.R. Response of precast prestressed concrete hollowcore slabs under fire conditions. Engineering Structures, v. 87, p. 126–138, 2015.
- [27] VENANZI, I., BRECCOLOTTI, M., D'ALESSANDRO, A., MATEREZZI, A. L. Fire performance assessment of HPLWC hollow core slabs through full-scale furnace testing. Fire Safety Journal, v. 69, p. 12–22, 2014.
- [28] COSTA, C.N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008. doi:10.11606/T.3.2008.tde-04092008-155911.
- [29] KLEIN JÚNIOR, O. Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta.
  Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. doi:10.11606/D.3.2011.tde-17082011-154210.
- [30] SILVA, V.P. Projeto de estruturas de concreto em situação conforme a ABNT NBR 15200:2012, São Paulo, Blucher, 1 ed., 2012.
- [31] TNO. DIANA: Finite Element Analysis User's Manual i DIANA. Release 9.6, 1 ed., Netherlands: TNO DIANA, 2015.
- [32] ROCHA, F.M. Modelos numéricos de vigas mistas de aço e concreto pertencentes a sistemas de pisos mistos de pequena altura em situação de incêndio. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012. doi:10.11606/D.18.2012.tde-19032012-090525.
- [33] SANTOS, D.B.R. Modelagem numérica de lajes mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014. doi:10.11606/D.18.2014.tde-04062014-153311.
- [34] FEENSTRA, P. H., BORST, R. Aspects of robust computational modelling for plain and reinforced concrete. Heron, v. 38, n. 4, p. 3–76, 1993.
- [35] PIERIN, I., SILVA, V. P. Análise térmica de laje hollow core protendida em situação de incêndio. *In*: 51º Congresso Brasileiro do Concreto, 2009, Curitiba. Anais: Concreto para obras de infraestrutura Sustentáveis. São Paulo: IBRACON, 2009. p. 1–17.
- [36] SILVA, R.P.M. Resistência à força cortante de lajes alveolares preenchidas de pequena altura, Goiânia, 2015,

Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, 201p.

- [37] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Design of concrete structures — Procedure. Rio de Janeiro, 2014 (in Portuguese).
- [38] INTERNATIONAL ORGANIZATION STARDADZATION. ISO 834-1:1999 Fire-resistance tests — Elements of building construction — Part 1: General requirements. Geneva, 1999.
- [39] ASSOCIATION OF MANUFACTURERS OF PRE-STRESSED HOLLOW CORE FLOORS — ASSAP. The Hollow Core Floor Design and Applications. 1 ed. Verona: Offset Print Veneta. 2002.



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

# Lightweight concrete with coarse aggregate from ceramic waste at high temperatures

# Concreto leve com agregado graúdo proveniente de resíduo cerâmico sob elevadas temperaturas



L. PASSOS \* lupa1602@unicamp.br https://orcid.org/0000-0002-1477-1880

A. L. MORENO JR. ª armoreno@unicamp.br https://orcid.org/0000-0002-7660-050X

A. A. A. SOUZA <sup>b</sup> adriana.souza@sj.unisal.br https://orcid.org/0000-0002-6486-2828

# Abstract

With the increasing use of recycled materials from civil construction, mainly as substitute for some aggregates in concrete mixtures, it is necessary to obtain technical information on the performance of these new mixtures. National and international research on the use of ceramic waste in concrete production highlight good results of this new material's mechanical performance in environmental situations. However, little is known about its behavior at high temperatures. In this context, we sought to verify the performance of concrete mixtures produced with aggregates from ceramic block waste at high temperatures, with evaluation of their residual mechanical strength, axial compressive strength and elastic modulus, and also their tendency to spalling in fire situations. The RILEM-129 MHT method [1] was used for the assessment of residual mechanical strength, and the tendency to spalling was evaluated according to the procedure suggested by Souza and Moreno [2]. In both these evaluations, there is no national standard, and, in the case of spalling, not even an international standard. Three concrete mixtures were used, one prepared with natural coarse basalt aggregate (reference) and the other two by replacing part of this natural aggregate with aggregate from ceramic block waste (40% and 100% of substitution in volume). In the end, it is concluded that the substitution of natural coarse aggregate for lightweight aggregate from ceramic block waste to increase the resistance of concrete to fire. Thus, the results of mechanical strength and spalling in a fire situation, unprecedented in our country, can greatly support the decision-making about the use of this alternative material in the national construction industry.

Keywords: concrete, waste, dosage, fire.

# Resumo

Com o uso crescente de materiais reciclados provenientes da construção civil, principalmente como substituição de parte dos agregados em misturas de concreto, torna-se necessário suprir o meio técnico com informações sobre o desempenho destas novas misturas. Resultados de pesquisas, nacionais e internacionais, disponíveis quanto ao emprego de resíduos cerâmicos na produção de concreto, ressaltam bons resultados de desempenho mecânico deste novo material em situação ambiente. Entretanto, no que diz respeito ao desempenho sob elevadas temperaturas, pouco se conhece do comportamento deste material. Neste contexto, buscou-se verificar o desempenho às elevadas temperaturas de misturas de concreto produzidas com agregados provenientes de resíduos de blocos cerâmicos; com avaliação da resistência mecânica residual quando exposto às elevadas temperaturas - resistência à compressão axial e módulo de deformação e, também, o comportamento destas misturas quanto à tendência ao lascamento em situação de incêndio. Na avaliação da resistência mecânica residual foi empregado o método RILEM-129 MHT [1] e, a tendência ao lascamento foi avaliada segundo procedimento sugerido por Souza e Moreno [2]. Em ambas, as citadas avaliações, não existe padrão nacional normatizado e, no caso do lascamento, nem mesmo internacional. Foram empregadas três misturas de concreto, uma preparada com agregado graúdo natural de basalto (referência) e outras duas com substituição de parte deste agregado natural por agregado proveniente de resíduos de blocos cerâmicos, pode ser uma excelente alternativa de incremento de agregado graúdo natural por agregado leve, proveniente de resíduo de blocos cerâmicos, pode ser uma excelente alternativa de incremento de desempenho do concreto ao fogo. Desta forma, os resultados de resistência mecânica e de lascamento, em situação de incêndio, inéditos em nosso país, podem auxiliar sobremaneira o meio técnico científico nacional na tomada de decisões quanto ao emprego deste material, alternativo, na ind

Palavras-chave: concreto, resíduos, dosagem, incêndio.

Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP, Brasil;
Centro Universitário Salesiano de São Paulo, Campus São José, Campinas, SP, Brasil.

Received: 03 Dec 2018 • Accepted: 03 Jul 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

# 1. Introduction

Due to population growth, humanity is currently facing the problem of the generation of large amounts of garbage and waste. Much of this discarded material can and should be recycled. Although there are few national recycling and reuse programs, especially for ceramic waste (Campos and Paulon [3]), there has been an increase in the search for solutions to reduce this environmental impact and preserve natural resources, with national and international research focused on the development of methods and technologies for the reuse of some of these ceramic wastes in the construction industry. According to Campos and Paulon [3], the ceramic industry has a high rate of material disposal during the process of manufacture, transportation and possible replacement of ceramic bricks, coatings, sanitary wares and electric porcelain insulators. Given this context, it is necessary to study the reuses of this material, one of them being the use of this ceramic waste as coarse aggregate in the production of concrete for structural purposes. In this case, the structural elements manufactured with these alternative concrete mixtures must meet the necessary design parameters, aiming, above all, at the buildings' safety, both in environmental and fire situations.

Several authors [4,5,6,7,8,9] have studied the possible replacement of natural aggregates with recycled ceramic materials and construction and demolition waste in environmental situations. In all the consulted works, the authors conclude that the reduction in the compressive strength of concrete is directly proportional to the increase in the percentage of substitution of natural with recycled aggregate, and that, even with this reduction, the substitution of natural aggregate with aggregate from ceramic waste may be viable, with favorable results even in relation to the mechanical performance of concrete for structural purposes.

Regarding the performance of this alternative concrete mixture in fire conditions, there are few results available in the international literature consulted and, it should be noted, they are nonexistent at the national level. In light of the above, this work aims to evaluate the residual mechanical strength of lightweight concrete produced with coarse aggregates from red ceramic waste at high temperatures, and to verify this mixture's tendency to explosive spalling.

#### 2. Residual mechanical strength of common and lightweight concrete at high temperatures

Cânovas [10] points out that the effect of fire on concrete structures is directly correlated with the behavior of the materials making up the mixture. The physical, mechanical and thermal properties of the components of concrete control the mixture's response to high temperatures, and the type of coarse aggregate is one of the conditioning parameters of this behavior (Mehta e Monteiro [11]). Neville [12] states that: the loss in mechanical strength suffered by richer mixtures after exposure to high temperatures is greater than that suffered by mixtures with lower cement consumption; mixtures composed of aggregates with lower density tend to have greater residual mechanical strength than those composed of aggregates with higher density; concretes with high compressive strength have lower compressive strength after heating than mixtures with common strength, and; the residual mechanical strength of saturated concrete is lower than that of dry concrete.

It should be noted that, currently, given the importance of the "coarse aggregate type" parameter in the response of concrete to fire, national and international normative codes such as NBR 15200 [13], ACI 216R-89 [14] and EUROCODE 1 [15] make it the only parameter for differentiating the mechanical behavior of concrete mixtures at high temperatures, to the detriment of parameters as important as compressive strength class, moisture content and even porosity. There are so many parameters involved in the response of concrete to fire that there is a large dispersion of national and international results, in relation to residual mechanical strength after heating, when these results are evaluated in light of a single parameter: the type of aggregate. The national results available in the literature have a percentage of significant differences as high as 70% [16,17].

These differences can be partly explained by the variation in the methodology of evaluation of residual mechanical strength in the laboratory. Nationally, there is no standardized procedure, while internationally, the standard is the RILEM-129 MHT method: *Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures* (1995) [1].

Not all types of aggregates are referenced in these normative codes, which are restricted to presenting the increase in residual mechanical strength with temperature of concretes produced with silica and calcareous aggregates [13, 14 e 15].

In the case of concrete produced with lightweight aggregates, only ACI 216R-89 [14] references it. This fact may be explained by the scarcity of national or international research on the subject. Some of these studies are presented below.

Souza and Moreno [18] studied the reduction in compressive strength with the increase in temperature of concrete prepared with expanded clay, submitted to temperatures of 300°C and 600°C, according to the International Organization for Standadization's Standard Curve – ISO 834 [19]. At the end, the authors conclude that the residual strength of concrete prepared with expanded clay is very close to the values referenced by the international normative codes for lightweight concrete.

Laneyrie et al. [20] evaluated the residual mechanical strength of concretes made from recycled aggregates after exposure to temperatures of 750°C. Three mixtures with a water/cement ratio of 0.6 were used, in addition to three with a ratio of 0.3. For each water/ cement ratio, a mixture with natural aggregate, another with aggregate from recycled concrete, and a third with aggregates from construction and demolition waste was produced. The mechanical test samples were cylindrical, with 110 mm in diameter and 220 mm in height. The heating temperatures were 20°C, 150°C, 300°C, 450°C, 600°C and 750°C, and the heating rate was 0.5°C per minute; once the desired temperature was reached, it was maintained for two hours. In this study, the authors concluded that residual mechanical strength was not very affected by the type of coarse aggregate used. Toric et al. [21] developed four mixtures of lightweight concrete with 100% expanded clay, used as fine and coarse aggregate, with the aim of analyzing their post-fire mechanical properties immediately after cooling and up to 96 hours after cooling, according to RILEM TC 129-MHT [1]. The sample used was cylindrical, with 75 mm in diameter and 225 mm in height, and the test temperatures were

20, 200, 400 and 600°C. The heating rate was  $2.5^{\circ}$ C/min, the heating plateau was 2.5 hours, and cooling was slow, at a rate of 1°C/min. The results showed significant differences of up to 59.7% for residual mechanical strength with a cooling time of 96 hours, and of 48.9% immediately after cooling when heated to 600°C.

Martins et *al* [22] studied the post-heating residual mechanical strength of a concrete mixture made with natural aggregates, and of three concrete mixtures made with ceramic brick waste, with substitution percentages of 20, 50 and 100%. Cylindrical samples with 150 mm in diameter and 300 mm in height were produced for elastic modulus tests, and 150 mm cubic samples were produced for axial compressive strength tests. The heating temperatures were 200, 400 and 600°C, the heating rate was 2.5°C/min, the heating plateau was 1 hour and cooling was slow, at a rate of  $1.5^{\circ}$ C/min. These values were chosen as an approximation to the RILEM TC 129-MHT recommendation [1]. At the end, the authors note that the residual mechanical strength of concrete mixtures produced with ceramic aggregates was higher than the reference mixture, those with higher substitution percentages having achieved the best results.

Rajawat *et al.* [23] also studied mixtures of concrete with ceramic waste sand from sanitary ware, with substitution rates of 50 and 100%. The samples used in the compressive strength tests were cubic, with 100 mm edges. The test temperatures were 200°C, 500°C and 800°C, at a heating rate of 5°C per minute, and an exposure time of 1 hour. At the end, the authors note that the loss of mechanical strength with the increase in temperature is lower for concretes produced with ceramic waste sand, compared to those produced with natural sand.

Yan et *al.* [24] produced cylindrical concrete samples with 50mm in diameter and 50mm in height using recycled aggregates, and evaluated their residual mechanical strength after heating. Three types of waste were used in the form of fine aggregate, one made of polypropylene, one of glass and one of Styrofoam, and only the aggregate from construction and demolition waste was used as coarse aggregate. The samples were heated to temperatures of 300°C, 500°C and 800°C, at a rate of 2.5°C/min, and with exposure time of 4 hours. At the end, the authors conclude that the residual mechanical strength is lower for mixtures with coarse aggregates from construction and demolition waste and 100% of fine aggregates from glass waste, reaching 84%.

An overview of the international results on the residual mechanical strength of lightweight concrete mixtures made with alternative materials after heating is presented, and it is important to highlight the significant difference between them. This fact justifies this work, the results of which will be added to the existing ones, contributing to a better understanding of the behavior of these alternative lightweight concretes at high temperatures.

# 3. Spalling of common and lightweight concrete at high temperatures

Another current concern regarding concrete in fire conditions is the spalling phenomenon, characterized by the detachment of parts of the concrete's heated surface and which can thus contribute to the acceleration of the structure's destruction during a fire. This spalling, when explosive, with sudden and violent detachment of a surface layer of concrete, has been observed by several authors over the years [25-32].

According to Souza and Moreno [2], among the various parameters involved in spalling, the type of coarse aggregate of the concrete mixture can be highlighted as one of the most relevant, lightweight concrete being more prone to the phenomenon than concrete with common density.

Also according to Souza and Moreno [2], there is no standardized test procedure for the laboratory evaluation of the tendency to explosive spalling of concrete. Nothing is yet established regarding sample size, sample preparation (execution and cure), temperature exposure time, heating rate, or quantification of the phenomenon (sample degradation in terms of cracking and detachment of the surface layer). The authors describe in their work a method for verifying the spalling of concrete using slab-shaped samples taken from a prismatic specimen, 150 mm high, 150 mm wide and 500 mm long. In the international technical literature, there are several research papers on the spalling of concrete at high temperatures [25 to 32]. In these works, the sample size, heating rate, moisture content, maximum exposure temperature, the existence or not of steel reinforcement, and even the test methodology are very different, making it difficult to carefully evaluate the results so as to predict the phenomenon. There is a consensus that a full-scale assessment of the phenomenon is practically economically unfeasible, resulting in the proposition of methodologies using small-sized samples, evaluated in small gas [28, 29, 30] or electric [31] furnaces.

Concerning the spalling of heated concrete produced with lightweight or recycled aggregates, the research results found in the international literature are scarce and described below.

Ke Cheng He et al. [33], evaluated the spalling of lightweight concrete produced with expanded clay. Four concrete mixtures were evaluated, a reference one made with limestone coarse aggregate, one made with expanded clay, another mixture identical to the second, made from expanded clay and waterproofed using products from the region, and the last mixture also identical to the second, made from expanded clay and waterproofed using another type of product from the region that was not mentioned in the work. For all mixtures, 100x100x300 mm prisms were molded and heated on both sides to 200°C, 400°C, 600°C, 800°C, 1000°C and 1200°C at a heating rate of 10°C per minute. At the end, the authors report that spalling was not observed for mixtures made from expanded clay with waterproofed surfaces, and that it was observed for the other mixtures at temperatures above 400°C. The quantification of spalling was carried out visually and by measuring weight loss. Laneyrie et al. [19], investigated the spalling phenomenon in concrete mixtures produced with recycled aggregates. Three mixtures with a water/cement ratio of 0.6 were used, in addition to three with a ratio of 0.3. For each water/cement ratio, one concrete sample made with aggregate from natural limestone, another with aggregate from recycled concrete, and another with aggregate from construction and demolition waste was produced. The samples had 160 mm in diameter and 50 mm in thickness and were heated on one side only. The heating temperatures were 20°C, 150°C, 300°C, 450°C, 600°C and 750°C, and the heating rate was 0.5°C per minute; once the desired temperature was reached, it was maintained for two hours. At the end, the authors report that there was no spalling of any of the samples produced with recycled aggregates.

# Table 1Mix proportions with and without waste

Mixture	Cement (kg)	Natural fine aggregate (kg)	Natural coarse aggregate (liters)	Ceramic coarse aggregate (liters)	w/c	Slump (mm)
REF	1	2	1.7	0	0.49	50
S40	1	2	1.0	0.7	0.49	50
S100	1	2	0	1.7	0.49	50

Martins et *al.* [22], evaluated the possible spalling of 150mm cubic concrete samples produced with coarse aggregates from ceramic brick waste. The heating temperatures were 200, 400 and 600°C, and the heating rate ranged from 1.5 to 2.5°C/ min, in line with RILEM TC 129-MHT [1]. As a result, the authors report minor spalling in samples subjected to 600°C.

Bodnóravá et *al.* [34], evaluated the possible spalling of 100x300x1050 mm concrete slabs produced with expanded clay and exposed to temperatures up to 1050°C, according to the International Organization for Standardization's Standard Curve — ISO 834 [19]. At the end, the authors note that spalling occurred at temperatures above 700°C, and that the moisture content of the samples with lightweight aggregate must be below 10% to avoid spalling, because the presence of moisture causes the aggregate to rupture.

Given the above, it is noted that much remains to be done to evaluate the spalling of concrete in a fire situation. With regard to concretes produced with lightweight or recycled aggregates, there is an even longer way to go before the phenomenon can be explained and quantified. This work attempts to take some steps in this direction, evaluating the spalling of concrete mixtures with lightweight aggregates from ceramic block waste at high temperatures.

# 4. Materials and experimental program

#### 4.1 Concrete mixtures

For this work, three concrete mixtures were produced (Table [1]), one with natural aggregate (REF), and two with 40% and 100%

## Table 2

Physical properties of the materials used

of substitution (S40 and S100) of the natural aggregate for aggregates from recycled ceramic waste. The water-cement ratio was set at 0.49 for all mixtures.

#### 4.2 Properties of the materials used

The characteristics of the aggregates employed in this work are presented in Table [2].

The conventional coarse aggregate had gravel with diameters ranging from 9.5 mm to 25 mm. The recycled coarse aggregate was obtained by grinding the waste from tile/ceramic block factories in the region of Campinas/SP.

The cement used was CP II E32, composed of 10% blast furnace slag, frequently used in small works and common in the region of Campinas/SP.

#### 4.3 Evaluation of residual compressive strength and elastic modulus

For each concrete mixture evaluated, 40 cylindrical samples with 100 mm in diameter and 300 mm in height were analyzed to verify the residual mechanical properties after heating up to 200, 400, 600 and 800°C. The samples were heated in an ML 1300/60 furnace with a maximum heating temperature of 1300°C belonging to the Laboratory of Structures and Building Materials of UNICAMP's School of Civil Engineering, Architecture and Urbanism (FEC). The methodology used followed RILEM-129 MHT: *Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures* 

Property	Ceramic waste aggregate	Conventional coarse aggregate	Fine aggregate
Bulk specific gravity (g/cm³) NBR NM 53 [35], NM 52 [36]	1.77	2.89	2.63
C.M.D. (mm) NBR NM 248 [39]	19	19	4.8
F.M. (mm) NBR NM – 248 [39]	6.41	6.86	2.4
Unit weight (g/cm³) NBR NM 45 [38]	0.95	1.62	1.47
Clods of clay and friable materials (%) NBR 7218 [41]	0	0	0
Rate of material passing through the sieve 75 µm (%) NBR NM 46 [40]	_	0.69	2.37
Water absorption (%) NBR NM 53 [35], NM 30 [37]	19	1.2	0.15



#### Figure 1a

Furnace for heating the samples and used in the evaluation of spalling

(1995) [1], which adopts a heating and cooling rate of 1°C per minute, with the sample being kept for 60 minutes at the temperature of interest. The choice of this methodology aims at the internationalization of evaluations, so that it is possible to compare national and international results.

The concrete samples' residual compressive strength was determined according to RILEM TC 129-MHT Part 3 [42], by applying a uniaxial compression load towards the central axis at a rate of 0.5 MPa per second. The samples' elastic modulus was determined according to RILEM TC 129-MHT Part 5 [43].

#### 4.4 Evaluation of explosive spalling

At this stage of the work, it was sought to evaluate the possible spalling of the concrete mixtures when subjected to the Interna-

## Table 3

Mix proportions with and without waste





tional Organization for Standardization's Standard Curve – ISO 834 [19] for 60 minutes until reaching a temperature of 925°C.

In the absence of a standardized national or international procedure, the procedure employed was the one proposed by Souza and Moreno [18], which consists in heating one side of a prismatic 150x150mm cross-sectional sample with 100mm thickness. The heating was carried out when the samples turned 100 days old. Before heating, they were placed in an oven at a temperature of 100°C until reaching a constant weight. After this stage, one side was saturated in water and heated.

The samples were heated in a furnace belonging to the Laboratory of Structures and Building Materials of UNICAMP's School of Civil Engineering, Architecture and Urbanism (FEC), Figure [1a] and Figure [1b]. Each sample was placed in a front door of the equipment and sealed with a glass wool blanket. The temperature of

REF	0°C	200°C	400°C	600°C	800°C
f <sub>c</sub> (MPa)	40.62	32.12	24.06	11.17	7.83
Reduction %	100	79	59	28	19
E <sub>c</sub> (GPa)	31.75	26.45	8.35	2.69	1.50
Reduction %	100	83	26	8	5
S40	0°C	200°C	400°C	600°C	800°C
f <sub>c</sub> (MPa)	19.83	19.61	15.41	13.11	4.39
Reduction %	100	99	78	66	22
E <sub>c</sub> (GPa)	14.50	14.58	4.41	2.24	0.81
Reduction %	100	100	30	15	6
\$100	0°C	200°C	400°C	600°C	800°C
f <sub>c</sub> (MPa)	16.44	13.38	12.59	6.97	3.31
Reduction %	100	81	77	42	20
E <sub>c</sub> (GPa)	12.67	11.48	4.25	1.66	0.62
Reduction %	100	91	34	13	5



Reduction values of the axial compressive strength of concrete mixtures with substitution percentages of 0%, 40% and 100%

the furnace and samples was controlled with thermocouples connected to an automatic data logger, positioned according to ISO 834 [19]. After heating, the samples were visually evaluated for spalling and cracking.

# 5. Results and discussions

#### 5.1 Residual compression strength

As expected, the axial compressive strength values were found to decrease with the increase in the percentage of replacement of the coarse aggregate with red ceramic waste, and also with the increase in heating temperature (Table [3]). This reduction in mechanical strength at room temperature is attributed to the low

#### Table 4

Comparative data of the test parameters (residual strength)

density and mechanical strength of the recycled red ceramic aggregate compared to the natural aggregate.

Figure [2] presents the results of this research, the results obtained by the main researchers referenced in this work [18, 21 and 22] who used lightweight aggregates in the mixture, as well as the curves recommended by the relevant national and international codes. It should be noted that in the case of National Standard NBR 15200 [13] and EUROCODE 2 [15], the recommended values are inherent to concretes made of silica aggregates and, although the texts of these codes do not make this clear, they refer to unloaded samples ruptured by axial compression under heating, a load history which, admittedly, results in higher residual mechanical strength values than those obtained with unloaded samples tested after slow cooling. Figure [2], with a load history similar to that adopted in this research, also shows the evolution of the residual compressive strength of concrete samples made with lightweight expanded clay aggregates (450 kg/m<sup>3</sup> specific weight) recommended by ACI [14] and in relation to unloaded heated samples ruptured by axial compression after slow cooling.

Table 4 presents the geometric and methodological parameters employed by these codes and researchers under comparison.

In Figure [2], it can be seen that replacing the coarse aggregate with red ceramic waste results in concretes that are more resistant to fire, i.e., the strength losses for concretes with 40% and 100% of substitution are lower compared to the reference sample. This increase in the resistance to fire of concretes made with red ceramic waste, according to Martins *et al* [22], can be explained by the fact that the thermal expansion coefficient of red ceramic waste is much smaller than that of the natural aggregate, making the volumetric variations of this recycled aggregate compatible with the deformations in the matrix, resulting in lower internal stresses and consequently less cracking of the mixture with heating. Martins *et al* [22] also observed that aggregates from red ceramic waste are more stable at higher temperatures than aggregates of natural origins, and that, with the increase in temperature, the influence of the lower strength of red ceramic waste (compared to the natural aggregates) over the

	% of substitution of the coarse aggregate	Heating pattern	Type of heating	Cooling	Type of aggregate	Sample size
REF	0	RILEM/1°C/min.	Slow	No load	Basalt	Ø = 100 mm H= 300 mm
S40	40	RILEM/1°C/min.	Slow	No load	Basalt/ ceramic	Ø = 100 mm H= 300 mm
S100	100	RILEM/1°C/min.	Slow	No load	Lightweight/ ceramic	Ø = 100 mm H= 300 mm
ACI 216R	100	_	_	No load	Lightweight	Ø = 100 mm H= 300 mm
Souza and Moreno 2010	100	ISO 834.	Slow	No load	Lightweight (expanded clay)	Ø = 100 mm H = 200 mm
NBR/Eurocode	100	_	—	With load	Limestone	Ø = 100 mm H = 200 mm
Toric 2017	100	RILEM/2.5°C/min.	Slow	No load	Lightweight (expanded clay)	Ø = 75 mm H = 225 mm
Martins 2016	100	RILEM/2.5°C/min.	Slow	No load	Lightweight (ceramic)	Ø = 150 mm H= 300 mm

compressive strength of concrete is lower, as it is progressively governed by the cementitious matrix, i.e., in mixtures with aggregates from red ceramic waste subjected to heating, the weaker part of the concrete is no longer the aggregate, but the cementitious matrix, which is basically similar in all concrete mixtures.

In this work, on the other hand, the residual strength of concrete produced with natural silica is lower than the recommended by NBR 15200 [13]. These results were expected, since the load history used in this research is different from the load history considered in NBR 15200 [13]. It is a well-known fact that unloaded heating and subsequent rupture after slow cooling results in lower residual compressive strengths. After cooling, the calcium oxide (CaO) formed during heating is rehydrated, a largely expansive process which consequently contributes to the greater micro-cracking of concrete, thus resulting in lower residual strengths. Another factor that may contribute to the lower residual strength of heated and cooled concrete samples prior to the rupture caused by compression is the development of cracks on the region between the coarse aggregate and the cement paste, during the cooling process.

When comparing the results of the reference mixture of this research (REF) to the curve suggested by ACI [14], with coarse aggregate and load history resembling those of this work, it is noted that the evolution of residual compressive strength is very similar, reinforcing the existence of the influence highlighted in the previous paragraph.

On the other hand, the results of Martins et al [22], using ceramic aggregates that were similar to those used in this work, are more favorable, with greater residual mechanical strength after heating. This fact shows the great influence of the samples' geometry and of time of exposure to the desired temperature on the residual mechanical strength of concrete. Although with similar mix proportions, Martins et al [22] used larger samples, and heated them to the temperature of interest for less time than the samples in this work, thus resulting in a lower degree of deterioration. The importance of standardization of the samples' geometry, heating rate and exposure time for the results of residual compressive strength after heating can also be verified by observing those obtained by Souza and Moreno [18] and Toric et al [21], who used expanded clay as coarse aggregate, and very different heating rates. The heating rate used by Souza and Moreno [18] was 6 times higher than that employed by Toric et al [21]. A high temperature heating rate may lead to further deterioration of concrete with the increase in temperature, causing cracking and minor spalling, which may explain the more favorable results obtained by Toric et al [21] when compared to Souza and Moreno's [18].

Finally, it should be noted that the curve proposed by ACI 216 R89 [14] for concrete with lightweight aggregate from expanded clay, with 450 kg/m<sup>3</sup> specific weight, unloaded heating and rupture after slow cooling, shows residual mechanical strengths caused by the heating temperature being always lower than those observed for the lightweight concrete mixtures of this research and of the aforementioned researches. This fact may justify, in future revisions of NBR 15200 [13], the adoption of the ACI 216 R89 curve [14] for the behavior of lightweight concrete at high temperatures, at least while relevant national results of works similar to the ones presented are not obtained.

These results, unique in our country, should provide subsidies for

a future understanding of the behavior of domestic lightweight concrete at high temperatures.

#### 5.2 Residual elastic modulus

In Table [3] it can be observed, as occurred for compressive strength at room temperature, that the longitudinal elastic modulus of the concrete mixtures with substitution of natural aggregate for the recycled ceramic aggregate (S40 and S100) showed decreases in relation to the elastic modulus obtained for the reference sample (REF). The physical and mechanical properties of the coarse aggregate are noted to have great influence on the value of the elastic modulus of concrete made with this aggregate, as it almost always increased with the increase in the coarse aggregate employed in this research had much lower density and compressive strength than the natural aggregate employed in the reference mixture (REF), which justifies the decrease in the values of the elastic modules with the increase in the values of the aggregate for the ceramic aggregate.

Figure [3] presents the results of this research, the results obtained by the main researchers referenced in this work [18 and 22] who used lightweight aggregates in the mixture, as well as the curves recommended by the relevant national and international codes. It should be noted that, in the case of National Standard NBR 15200 [13] and EUROCODE 2 [15], the values given are inherent to concretes made with silica aggregates and, although the texts of these codes do not make this clear, they refer to unloaded samples ruptured by axial compression under heating, a load history which, admittedly, results in higher residual mechanical strength values than those obtained with unloaded samples tested after slow cooling. Figure [3] also shows the evolution of the residual elastic modulus of concrete samples made with silica aggregate and lightweight aggregate from expanded clay (450 kg/m<sup>3</sup> specific weight) recommended by ACI [14] and referring to unloaded samples ruptured



#### Figure 3

Reduction values of the elastic modulus of concrete mixtures with substitution percentages of 0%, 40% and 100%

by axial compression under heating. Unlike the recommendations of ACI [14] for residual compressive strength, this normative code chose not to distinguish between load histories in the case of the residual elastic modulus of concrete after heating.

Table 4 presents the geometric and methodological parameters employed by these codes and researchers under comparison.

In Figure [3] it can be seen that replacing the coarse aggregate with red ceramic waste results in concretes that are more resistant to fire, i.e., the losses in the elastic modulus of concretes with 40 and 100% of substitution are lower when compared to the reference sample. This small increase in the residual elastic modulus, although much lower than that observed for the residual compressive strength of the same mixtures, can be explained in the same way, using the research by Martins et al [22].

As occurred for residual compressive strength, the residual elastic modulus of the concrete produced from natural silica aggregate of this work is smaller than the recommended by NBR 15200 [13] and ACI 216 [14] for concretes made with this same aggregate. These results were already expected and can also be explained in the same way as the results for compressive strength, considering the different load history as an intervening parameter.

Comparing the results of this research with those of Martins et al [22], who used a ceramic aggregate similar to that of this work, shows that those obtained by Martins et al are quite favorable, with higher residual elastic modulus after heating. This fact highlights, once again, the great influence of the samples' geometry and of time of exposure to the desired temperature over the concrete's residual elastic modulus. Although with similar mix proportions, Martins et al [22] used larger samples, and heated them to the temperature of interest for less time than the samples in this work, thus resulting in a lower degree of deterioration. However, Martins et al [22] present the residual elastic modulus' results for heating temperatures up to 400°C.

Finally, it should be noted that the same suggestion of these authors, using the curve proposed by ACI 216 R89 [14] for concrete with lightweight aggregates, should be reevaluated in a future revision of NBR 15200 [13] for the case of the residual elastic modulus. When comparing the results of this research with the curve suggested by ACI 216R-89 [14] for lightweight aggregates, it is noted that the evolution of the residual elastic modulus shows differences that should be highlighted. Starting at approximately 350°C, the residual elastic modulus recommended by this normative code is greater, i.e., less conservative, than the results obtained in this work. It should be noted that the results available in the literature, which generated the curve recommended by ACI 216R-89 [14] for the residual elastic modulus, were quite scarce at the time, possibly explaining the observed differences. Likewise, it should be noted that although in absolute numbers the results compared show differences of the order of 100%, in relative numbers, this difference is very small (30% against 15% at most), i.e., in this temperature range, the residual elastic modulus is very low, in any of the curves under comparison.

#### 5.3 Explosive spalling

No spalling was observed, explosive or otherwise, in the concrete samples evaluated in this work. It was possible to observe (Figure [4]) that the concrete mixture with 100% of substitution of natural silica aggregate for the recycled red ceramic aggregate showed a less aggressive cracking panorama than the reference sample; however, no spalling occurred in any of the concretes tested, even at temperatures above 800°C.

As noted earlier, with regard to the spalling of heated concretes produced from lightweight or recycled aggregates, the results found in the international literature are very scarce. Of the international works presented, spalling was observed in Ke Cheng He et al. [33], Bodnóravá et al. [34] and Martins et al [22]. In all these works, lightweight aggregates were used in the concrete mixture: expanded clay in the first two and recycled ceramic aggregate in the last. It is worth noting that spalling was observed in a small number of the samples evaluated, and for varying temperatures of evaluation; above 700°C in Bodnóravá et al. [34], above 400°C in Ke Cheng He et al. [33] and at 600°C in Martins et al [22].

Since there is no standardized test procedure for the laboratory evaluation of the tendency to explosive spalling of concrete, in these studies, the sample size, heating rate, moisture content, maximum



REF.



#### Figure 4

Specimens after the evaluation of explosive spalling (temperature: 925°C)

Substitution rate (%)	Sample size (mm)	Type of aggregate	Heating pattern	Time of exposure (hours)	Type of analysis	Results
0	150 x 150 x 100	Basalt	ISO 834	1	Visual	No spalling
40	150 x 150 x 100	Basalt/ ceramic	ISO 834	1	Visual	No spalling
100	150 x 150 x 100	Lightweight/ ceramic	ISO 834	1	Visual	No spalling
100	100 x 100 x 300	Expanded clay	10°C per minute	1	Visual and aggregate loss	Spalling when T > 400°C
100	φ160 mm h = 50 mm	Construction and demolition waste	0.5°C per minute	2	Visual	No spalling
100	150 mm cubic	Ceramic waste	1.5 to 2.5°C/min	1	Visual	Minor spalling when T > 600°C
100	100 x 300 x 105	Expanded clay	ISO 834	—	Visual	Spalling when T > 700°C
	Substitution       rate       (%)       0       40       100       100       100       100       100       100	Substitution rate (%)     Sample size (mm)       0 $150 \times 150 \times 100$ 40 $150 \times 150 \times 100$ 100 $100 \times 100 \times 300$ 100 $100 \times 100 \times 300$ 100 $150 \text{ mm}$ 100 $150 \text{ mm}$ 100 $150 \text{ mm}$ 100 $150 \text{ mm}$	Substitution rate (%)Sample size (mm)Type of aggregate0 $150 \times 150 \times 100$ Basalt40 $150 \times 150 \times 100$ Basalt/ ceramic100 $150 \times 150 \times 100$ Lightweight/ ceramic100 $100 \times 100 \times 300$ Expanded clay100 $100 \times 100 \times 300$ Construction and demolition waste100 $150 \text{ mm}$ cubicCeramic vaste100 $100 \times 300 \times 105$ Expanded clay	Substitution rate (%)Sample size (mm)Type of aggregateHeating pattern0150 x 150 x 100BasaltISO 83440150 x 150 x 100Basalt/ ceramicISO 834100150 x 150 x 100Lightweight/ ceramicISO 834100100 x 100 x 300Expanded clay10°C per minute100 $0.5^{\circ}$ C per minute0.5°C per ceramic100150 mm cubicCeramic ceramic1.5 to 2.5°C/min100100 x 300 x 105Expanded clay1.50 834	Substitution rate (%)Sample size (mm)Type of aggregateHeating patternTime of exposure (hours)0 $150 \times 150 \times 100$ Basalt $ISO 834$ 140 $150 \times 150 \times 100$ Basalt/ ceramic $ISO 834$ 1100 $150 \times 150 \times 100$ Basalt/ ceramic $ISO 834$ 1100 $150 \times 150 \times 100$ Lightweight/ ceramic $ISO 834$ 1100 $100 \times 100 \times 300$ Expanded clay $10^{\circ}C$ per minute1100 $00 \times 100 \times 300$ Construction and demolition waste $0.5^{\circ}C$ per minute2100 $150$ mm cubicCeramic vaste $1.5$ to $2.5^{\circ}C/min$ 1100 $100 \times 300 \times 105$ Expanded clay $ISO 834$ -	Substitution rate (%)Sample size (mm)Type of aggregateHeating patternTime of exposure (hours)Type of analysis0150 x 150 x 100BasaltISO 8341Visual40150 x 150 x 100Basalt/ ceramicISO 8341Visual100150 x 150 x 100Lightweight/ ceramicISO 8341Visual100150 x 150 x 100Lightweight/ ceramicISO 8341Visual100100 x 100 x 300Expanded clay10°C per minute1Visual and aggregate loss100 $0 x 100 x 300$ Construction and demolition waste $0.5^{\circ}$ C per minute2Visual100150 mm cubicCeramic demolition waste $1.5$ to $2.5^{\circ}$ C/min1Visual100100 x 300 x 105Expanded clayISO 834Visual

# Table 5

Comparative data of the test parameters (spalling)

exposure temperature and even the test methodology used were very different and, therefore, it is difficult to carefully evaluate the results so as to compare them with the results of this research. Likewise, the characterization parameters considered important in the evaluation of the spalling phenomenon were not available. None of them contain information on parameters such as porosity, moisture content on the evaluation day, time and temperature of spalling, etc. It should also be emphasized that in most of these studies, the main objective was not even the evaluation of spalling, but the evaluation of the residual compressive strength of concrete after heating and subsequent cooling. Of the international studies presented, only the one by Bodnóravá et al. [34] focused on the evaluation of the phenomenon. However, in this work, the coarse aggregate used was expanded clay, different from the aggregate used in this research, making any attempts to compare the results unfeasible. In Martins et al [22], minor spalling was observed in some of the samples evaluated after heating to 600°C, with subsequent cooling. The coarse aggregate employed was the same as the one used in this work; however, the geometry of the samples, the heating rate, the compressive strength of the mixture at room temperature and even the methodology of evaluation of spalling were very different from those of the present research. Evaluating any of these parameters in isolation, in the case of spalling, would only be feasible if they were at least somewhat similar.

Finally, the need to standardize the laboratory evaluation of the spalling of concrete at high temperatures should be emphasized. This standardization is necessary, as the parameters involved in the phenomenon are many, correlated and, therefore, difficult to evaluate in isolation.

# 6. Conclusions

Regarding the research presented here, it was found that:

a) At room temperature, as expected, replacing the conventional natural aggregate with the recycled ceramic aggregate causes mechanical strength to decrease, with compressive strength and the elastic modulus also decreasing the higher the percentage of substitution.

- b) Replacing the natural coarse aggregate with red ceramic waste results in concretes that are more resistant to fire, i.e., the losses in compressive strength and elastic modulus for concretes with 40 and 100% of substitution are lower compared to the reference sample.
- c) The results of reduction of mechanical strength (compressive strength and elastic modulus), with the increase in temperature, of concretes prepared with lightweight aggregates, were lower compared to the values recommended by ACI 216R-89 [14]; therefore, it is suggested that these curves are adopted for the purpose of estimating the residual strength of national lightweight concretes, while results similar to those obtained in this work are not available.
- Regarding the tendency to spalling, it can be verified that the concretes produced with red ceramic waste remained stable, as no spalling occurred even at temperatures above 800°C.
- e) Finally, the need to standardize the laboratory evaluation of the spalling of concrete at high temperatures should be emphasized. This standardization is necessary, as the parameters involved in the phenomenon are many, correlated and, therefore, difficult to evaluate in isolation.
- f) The results of this work, unique in our country, should provide subsidies for a future understanding of the behavior of domestic lightweight concretes at high temperatures.

# 7. Acknowledgments

The authors thank Espaço da Escrita – Coordenadoria Geral da Universidade - UNICAMP - for the language services provided.

# 8. Bibliographic references

[1] RILEM TC 129-MHT. Recommendation of RILEM TC 129-

MHT: Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures – Compressive strength for service and accident conditions, V.28, p. 410-414, 1995.

- [2] SOUZA, A.A.A; MORENO JR., A.L. Proposta de avaliação em laboratório do lascamento explosivo do concreto em situação de incêndio. Concreto & Construção, v. 4, p. 96-103, 2010.
- [3] CAMPOS, M.A.; PAULON, V.A. Utilização de agregados alternativos de isoladores elétricos de porcelana em concretos. Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo, vol. 7 núm. 1, de la pág. 30 a la 43, Julio - Diciembre de 2015.
- [4] JANKOVIC, K.; DRAGAN, N.; DRAGAN, B. Concrete paving blocks and flags made with crushed brick as aggregate. Construction and Building Materials 28: 659–663, 2012.
- [5] MUELLER, A.; SCHNELL, A.; RUEBNER, K. The manufacture of lightweight aggregates from recycled masonry rubble. Construction and Building Materials 98: 376–387, 2015.
- [6] AWOYERA, P.; AKINMUSURU, J. O.; NDAMBUKI, J.M. Green concrete production with ceramic wastes and laterite, Construction and Building Materials 117: 29–36, 2016.
- [7] ZHOU, C.; CHEN, Z. Mechanical properties of recycled concrete made with different types of coarse aggregate. Construction and Building Materials 134: 497–506, 2017.
- [8] DERRICK J. ANDERSON; SCOTT T. SMITH; FRAN-CIS T.K. AU. "Mechanical properties of concrete utilising waste ceramic as coarse aggregate". Construction and Building Materials 117 (2016) 20–28.
- [9] MELICEVIC, I..;BJEGOVIC, D.; SIDDIQUE, Experimental research of concrete floor blocks with crushed bricks and tiles aggregate. Construction and Building Materials, 94, 775-783, 2015.
- [10] CÁNOVAS, M.F. Patologia e Terapia do Concreto Armado. 522 p. São Paulo: PINI, 1988.
- [11] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [12] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto. 2<sup>a</sup> Edição. Ed. PINI. São Paulo, 1997.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15200. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [14] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (ACI). Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements. ACI 216R-89. ACI. New York, 1996.
- [15] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-1-2. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. CEN, Bruxelas, 2002.
- [16] SOLLERO, M.B.S.; MORENO JR., A.L. Post-Fire Residual Mechanical Properties of High Strength Concrete (HSC) Made with Basalt Aggregate. 9th International Conference on Structures in Fire (SIF), Princeton Univ, Princeton, JUN 08-10, 2016.
- [17] ALMEIDA, J. M. A. Comportamento em altas temperaturas e na reidratação do concreto convencional e não convencional com cinza de casca de arroz. Tese

(Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2017.

- [18] SOUZA, A. A. A. ; MORENO JR, A.L. Assessment of the influence of the type of aggregates and reydration on concrete submitted to high temperatures. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais , v. 3, p. 477-493, 2010.
- [19] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARD-IZATION. Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction. Part 1: General Requirements. ISO 834. Geneva, 2014.
- [20] LANEYRIE, C.; BEAUCOUR, A.L.; GREEN, M.F.; HE-BERT, R.L.; LEDESERT, B.; NOUMOWE, A. Influence of recycled coarse aggregates on normal and high performance concrete subjected to elevated temperatures. Construction and Building Materials 111, 368–378, 2016.
- [21] TORIC, N.; BOKO, I.; JURADIN, S.; BALOEVIC, G. Mechanical properties of lightweight concrete after fire exposure. Structural Concrete 17, No. 6, 2016.
- [22] MARTINS, D.J.; CORREIA, J.R.; BRITO, J. The effect of high temperature on the residual mechanical performance of concrete made with recycled ceramic coarse aggregates. Fire and Materials, Fire Mater; 40:289–304, 2016.
- [23] RAJAWAT, D.;SIDDIQUE, S.;SHRIVASTAVA, S;CHAUDHARY, S.;GUPTA,T. Influence of fine ceramic aggregates on the residual properties of concrete subjected to elevated temperature. Fire and Materials. 2018;1–9.
- [24] YAN, R.; YANG, S.; GUO, M.Z.; POON, C.S. Comparative evaluation of fire resistance of partition wall blocks prepared with waste materials. Journal of Cleaner Production 182, 156-165, 2018.
- [25] KRZEMIEŃ, K.; HAGER, I. Assessment of Concrete Susceptibility to Fire Spalling: A Report on the State-of-the-art in Testing Procedures. Procedia Engineering, Vol. 108, 2015, pp. 285-292, ISSN 1877-7058.
- [26] KODUR, K. Properties of Concrete at Elevated Temperatures. ISRN Civil Engineering, vol. 2014, Article ID 468510, 15 p. doi:10.1155/2014/468510
- [27] HERTZ, K. D.;SORENSEN, L. S. Test method for spalling of fire exposed concrete. Fire Safety Journal 2005; 40(5):466–476.
- [28] HUISMANN, S.; WEISE, F.; MENG, B.; SCHNEIDER. U. Transient strain of high strength concrete at elevated temperatures and the impact of polypropylene fibers. Material and Structures.vol. 45,issue 5, 2012, pp. 793-801.
- [29] HAN, C. G.; HWANG, Y. S.; YANG, S. H.; GOWRIPALAN, N. Performance of spalling resistance of high performance concrete with polypropylene fiber contents and lateral confinement. *Cement and Concrete Research* 2005; 35:1747–1753.
- [30] HAN C. G., HAN M. C., HEO, Y. S. Improvement of residual compressive strength and spalling resistance of high-strengthRC columns subject to fire. *Construction* and *Building Materials* 2009; 23:107–116.
- [31] HERTZ, K. D.;SØRENSEN, L. S. Test method for spalling of fire exposed concrete. *Fire Safety Journal* 2005; 40(5):466–476.

- [32] HERTZ, K. D. Limits of spalling of fire-exposed concrete. *Fire Safety Journal* 2003; 38(2):103–116.
- [33] HE, K. C.; GUO, R. X.; MA, Q. M.; YAN, F.; LIN, Z.W.; SUN, Y L. Experimental Research on High Temperature Resistance of Modified Lightweight Concrete after Exposure to Elevated Temperatures. Hindawi Publishing Corporation Advances in Materials Science and Engineering, Article ID 5972570, 2016.
- [34] BODNÁROVÁ, L.; HELA, R.; HUBERTOVÁ, M.; NOVÁKOVÁ, I. Behavior of Lightweight Expanded Clay Aggregate Concrete Exposed to High Temperatures. World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil, Architectural, Structural and Construction Engineering Vol: 8 No:12, 2014.
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53: Agregado graúdo -Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, jul. 2003.
- [36] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado miúdo. -Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, jul. 2002.
- [37] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 30: Agregado miúdo - Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, jul. 2001.
- [38] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 45: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, mar. 2006.
- [39] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: Agregados. Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, jul. 2003.
- [40] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 46. Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 μm, por lavagem. Rio de Janeiro, jul. 2003.
- [41] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7218: Agregados - Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro, agosto 1987.
- [42] RILEM TC 129-MHT. Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures – Compressive strength for service and accident conditions. Materials and Structures, [s.l.], V.28, p. 410-414, 1995.
- [43] RILEM TC 129-MHT. Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures – Modulus of elasticity for service and accident conditions. Materials and Structures, [s.l.], V.37, p. 139-144, mar.2004.



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

# Lightweight concrete with coarse aggregate from ceramic waste at high temperatures

# Concreto leve com agregado graúdo proveniente de resíduo cerâmico sob elevadas temperaturas



L. PASSOS \* lupa1602@unicamp.br https://orcid.org/0000-0002-1477-1880

A. L. MORENO JR. ª armoreno@unicamp.br https://orcid.org/0000-0002-7660-050X

A. A. A. SOUZA <sup>b</sup> adriana.souza@sj.unisal.br https://orcid.org/0000-0002-6486-2828

# Abstract

With the increasing use of recycled materials from civil construction, mainly as substitute for some aggregates in concrete mixtures, it is necessary to obtain technical information on the performance of these new mixtures. National and international research on the use of ceramic waste in concrete production highlight good results of this new material's mechanical performance in environmental situations. However, little is known about its behavior at high temperatures. In this context, we sought to verify the performance of concrete mixtures produced with aggregates from ceramic block waste at high temperatures, with evaluation of their residual mechanical strength, axial compressive strength and elastic modulus, and also their tendency to spalling in fire situations. The RILEM-129 MHT method [1] was used for the assessment of residual mechanical strength, and the tendency to spalling was evaluated according to the procedure suggested by Souza and Moreno [2]. In both these evaluations, there is no national standard, and, in the case of spalling, not even an international standard. Three concrete mixtures were used, one prepared with natural coarse basalt aggregate (reference) and the other two by replacing part of this natural aggregate with aggregate from ceramic block waste (40% and 100% of substitution in volume). In the end, it is concluded that the substitution of natural coarse aggregate for lightweight aggregate from ceramic block waste to increase the resistance of concrete to fire. Thus, the results of mechanical strength and spalling in a fire situation, unprecedented in our country, can greatly support the decision-making about the use of this alternative material in the national construction industry.

Keywords: concrete, waste, dosage, fire.

# Resumo

Com o uso crescente de materiais reciclados provenientes da construção civil, principalmente como substituição de parte dos agregados em misturas de concreto, torna-se necessário suprir o meio técnico com informações sobre o desempenho destas novas misturas. Resultados de pesquisas, nacionais e internacionais, disponíveis quanto ao emprego de resíduos cerâmicos na produção de concreto, ressaltam bons resultados de desempenho mecânico deste novo material em situação ambiente. Entretanto, no que diz respeito ao desempenho sob elevadas temperaturas, pouco se conhece do comportamento deste material. Neste contexto, buscou-se verificar o desempenho às elevadas temperaturas de misturas de concreto produzidas com agregados provenientes de resíduos de blocos cerâmicos; com avaliação da resistência mecânica residual quando exposto às elevadas temperaturas - resistência à compressão axial e módulo de deformação e, também, o comportamento destas misturas quanto à tendência ao lascamento em situação de incêndio. Na avaliação da resistência mecânica residual foi empregado o método RILEM-129 MHT [1] e, a tendência ao lascamento foi avaliada segundo procedimento sugerido por Souza e Moreno [2]. Em ambas, as citadas avaliações, não existe padrão nacional normatizado e, no caso do lascamento, nem mesmo internacional. Foram empregadas três misturas de concreto, uma preparada com agregado graúdo natural de basalto (referência) e outras duas com substituição de parte deste agregado natural por agregado proveniente de resíduos de blocos cerâmicos, pode ser uma excelente alternativa de incremento de agregado graúdo natural por agregado leve, proveniente de resíduo de blocos cerâmicos, pode ser uma excelente alternativa de incremento de desempenho do concreto ao fogo. Desta forma, os resultados de resistência mecânica e de lascamento, em situação de incêndio, inéditos em nosso país, podem auxiliar sobremaneira o meio técnico científico nacional na tomada de decisões quanto ao emprego deste material, alternativo, na ind

Palavras-chave: concreto, resíduos, dosagem, incêndio.

Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP, Brasil;
Centro Universitário Salesiano de São Paulo, Campus São José, Campinas, SP, Brasil.

Received: 03 Dec 2018 • Accepted: 03 Jul 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

# 1. Introdução

Em função do crescimento populacional, a humanidade se depara, atualmente, com o problema da grande quantidade de lixo e resíduos gerados. Grande parte deste material descartado pode, e deve ser reciclado. Embora existam poucos programas nacionais de reciclagem e reuso, especialmente dos resíduos cerâmicos (Campos e Paulon [3]), vale destacar a crescente busca de soluções para reduzir este citado impacto ambiental e, preservar os recursos naturais; com pesquisas nacionais e internacionais voltadas ao desenvolvimento de métodos e tecnologias de reuso de alguns destes resíduos cerâmicos na indústria da construção civil. Segundo Campos e Paulon [3], a indústria cerâmica, que engloba desde o tijolo cerâmico, revestimentos, louças sanitárias e isoladores elétricos de porcelana, possui um elevado índice de descarte de material durante o processo de fabricação, transporte e eventual substituição. É premente, neste caso, o estudo de formas de reuso deste material, sendo uma delas o emprego deste resíduo cerâmico como agregado graúdo na produção de concretos para fins estruturais. Neste caso, os elementos estruturais fabricados com estas misturas de concreto alternativas devem atender parâmetros necessários de projeto que visam, sobretudo, a segurança das edificações, tanto em situação ambiente quanto em situação de incêndio. Em situação ambiente vários autores [4,5,6,7,8,9], estudaram a possível substituição dos agregados naturais pelos reciclados cerâmicos e de resíduos de construção e demolição. Em todos os trabalhos consultados, os autores concluem que a redução da resistência à compressão do concreto é diretamente proporcional ao incremento da porcentagem de substituição do agregado natural pelo reciclado e que, mesmo com a citada redução, a substituição de agregado natural por agregado proveniente de resíduo cerâmico pode ser viável; com resultados favoráveis até mesmo guanto ao desempenho mecânico exigido para concretos com fins estruturais.

No que diz respeito ao desempenho desta mistura alternativa de concreto em situação de incêndio, existem poucos resultados disponíveis na literatura internacional consultada e, vale observar, são inexistentes em âmbito nacional. Neste sentido, insere-se este trabalho, que se propõe a avaliar a resistência mecânica residual de concretos leves produzidos com agregados graúdos provenientes de resíduos de cerâmica vermelha sob elevadas temperaturas e verificar a tendência ao lascamento explosivo desta mistura.

#### 2. Resistência mecânica residual do concreto usual e leve sob elevadas temperaturas

Cânovas [10], destaca que o efeito do fogo nas estruturas de concreto está, diretamente, correlacionado ao comportamento dos materiais que compõe a mistura. Propriedades físicas, mecânicas e térmicas dos materiais componentes do concreto controlam a resposta da mistura sob elevadas temperaturas, sendo o tipo de agregado graúdo um dos parâmetros condicionantes deste comportamento (Mehta e Monteiro [11]). Neville [12], afirma que misturas com menor consumo de cimento, sofrem uma perda na resistência mecânica após a exposição à temperaturas elevadas menor do que misturas mais ricas, que misturas executadas com agregados de menor densidade tendem a apresentar resistência mecânica residual superior às misturas executadas com agregados de densidade maior, que concretos de alta resistência à compressão apresentam resistência à compressão residual, pós aquecimento, menores do que os concretos de resistência usual e que a resistência mecânica residual é menor em concretos saturados do que em concretos secos.

Vale destacar que, atualmente, face à importância do parâmetro "tipo de agregado graúdo" no comportamento do concreto ao fogo, códigos normativos nacionais e internacionais como a NBR 15200 [13], ACI 216R-89 [14] e o EUROCODE 1 [15], o colocam como único parâmetro de diferenciação do comportamento mecânico de misturas de concreto sob temperaturas elevadas, deixando à revelia parâmetros tão importantes como a classe de resistência à compressão, o teor de umidade e mesmo a porosidade.

Tantos são os parâmetros envolvidos no comportamento do concreto ao fogo que se verifica a grande dispersão de resultados nacionais e internacionais, no que diz respeito à resistência mecânica residual após aquecimento, quando estes resultados são avaliados em função deste único parâmetro: o tipo de agregado. Resultados nacionais disponíveis na literatura consultada apresentam diferenças significativas, alcançando, em muitos casos, 70% [16,17].

Estas diferenças podem ser explicadas, em parte, pela variação na metodologia de avaliação desta resistência mecânica residual, em laboratório. Nacionalmente, inexiste procedimento normatizado e, internacionalmente, o método RILEM-129 MHT: *Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures* (1995) [1]. Destaca-se, também, que não são todos os tipos de agregados que estão referenciados nestes códigos normativos citados; que ficam restritos a apresentar a evolução da resistência mecânica residual, em função da temperatura, de concretos produzidos com agregados silicosos e calcáreos [13, 14 e 15].

No caso do concreto produzido com agregados leves, somente o ACI 216R-89 [14] o referencia. Este fato pode ser explicado pela escassez de pesquisas nacionais ou internacionais sobre o assunto. Apresenta-se, a seguir, algumas destas pesquisas.

Souza e Moreno [18] estudaram a redução de resistência à compressão, com a elevação da temperatura, de um concreto preparado com argila expandida, submetido a temperaturas de 300°C e 600°C, de acordo com a Curva Padrão, da *International Organization for Standadization* – ISO 834 [19]. Ao final, os autores concluem que a resistência residual do concreto preparado com argila expandida está muito próxima dos valores referenciados por códigos normativos internacionais para os concretos leves.

Laneyrie et *al.* [20] avaliaram a resistência mecânica residual de concretos produzidos com agregados reciclados após exposição até temperaturas de 750 °C. Foram utilizadas três misturas com relação água/cimento de 0,6 e mais três com 0,3. Para cada relação água/cimento foi produzida uma mistura com agregado natural, outra com agregado de concreto reciclado e uma terceira com agregados produzidos com resíduos de construção e demolição. As amostras para os testes mecânicos foram cilíndricas, com 110 mm de diâmetro por 220 mm de altura. As temperaturas de aquecimento foram de 20°C, 150°C, 300°C, 450°C, 600°C e 750°C. A taxa de aquecimento foi de 0,5°C por minuto e, atingida a temperatura desejada, esta foi mantida por duas horas. Neste estudo, os autores concluíram que a resistência mecânica residual foi pouco afetada em função do tipo de agregado graúdo empregado.

Toric et *al.* [21] desenvolveram quatro misturas de concreto leve com 100% de argila expandida, utilizada como agregado miúdo e graúdo, com o objetivo de analisar as propriedades mecânicas pós-incêndio, imediatamente após o resfriamento e até 96 horas após o resfriamento, de acordo com recomendação RILEM TC 129-MHT [1]. A amostra utilizada foi cilíndrica de 75 mm de diâmetro e 225 mm de altura e as temperaturas de teste foram de 20, 200, 400 e 600°C. A taxa de aquecimento foi 2,5°C /min, patamar de aquecimento de 2,5 horas e resfriamento lento de 1°C /min. Os resultados mostraram diferenças significativas, de até 59,7%, para a resistência mecânica residual com um tempo de resfriamento de 96 horas e, de 48,9%, imediatamente após o resfriamento quando aquecidos à temperaturas de 600°C.

Martins et al [22] estudaram a resistência mecânica residual, pós aquecimento, de uma mistura de concreto produzida com agregados naturais e de três misturas de concreto feitas com resíduos de tijolos cerâmicos, nos teores de substituição de 20, 50 e 100%. Foram moldadas amostras cilíndricas de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura para ensaios de módulo de deformação e amostras cúbicas de 150 mm para ensaios de resistência à compressão axial. As temperaturas de aquecimento foram de 200, 400 e 600°C, a taxa de aquecimento foi de 2,5°C /min., patamar de aquecimento de 1 hora e resfriamento lento de 1,5°C /min. Estes valores foram escolhidos como uma aproximação à recomendação RILEM TC 129-MHT [1]. Ao final os autores observam que a resitência mecânica residual das misturas de concreto produzido com agregados cerâmicos foi superior à da mistura de referência: sendo as misturas com maiores teores de substituição as de melhor comportamento. Rajawat et al. [23] também estudaram misturas de concreto com areia de resíduo cerâmico provenientes de louças sanitárias, com teores de substituições de 50 e 100%. As amostras eram cúbicas, medindo 100 mm de arestas para os ensaios de resistência à compressão. As temperaturas de testes foram de 200°C, 500°C e 800°C, a uma taxa de aquecimento de 5°C por minuto e um tempo de exposição de 1 hora. Ao final, os autores observam que a perda de resistência mecânica, em função da temperatura, para os concretos produzidos com a areia de resíduo cerâmico é menor; quando comparada a concretos produzidos com areia natural.

Yan et al. [24] produziram amostras de concreto cilíndricas com diâmetro de 50 mm e altura de 50mm, com agregados reciclados, e avaliaram sua resistência mecânica residual após aquecimento. Três tipos de resíduos foram utilizados na forma de agregado miúdo, um de polipropileno, um de vidro e outro de isopor e, como agregado graúdo, somente utilizou-se o agregado proveniente de resíduo de construção e demolição. As amostras foram aquecidas até as temperaturas de 300°C, 500 °C e 800 °C, a uma taxa de 2,5°C /min., com tempo de exposição de 4 horas. Os autores concluem, ao final, que a resistência mecânica residual é menor para os traços com agregados graúdos de resíduo de construção e demolição e 100% de agregados miúdos de resíduo de vidro, chegando a 84%. Apresentado um apanhado geral de resultados internacionais sobre a resistência mecânica residual de misturas de concreto leve executadas com materiais alternativos, pós aquecimento, deve-se ressaltar a expressiva diferença entre resultados. Este fato justifica este trabalho; onde os resultados aqui obtidos serão acrescentados aos já existentes, contribuindo para um melhor entendimento do comportamento destes concretos leves alternativos sob temperaturas elevadas.

## 3. Lascamento do concreto usual e leve sob elevada temperaura

Outra preocupação atual em relação ao concreto em situação de incêndio é o fenômeno do lascamento; caracterizado pelo destacamento de partes da superfície aquecida do concreto e que pode, assim, contribuir para a aceleração da ruína da estrutura durante um incêndio. Este lascamento, quando explosivo, com destacamento repentino e violento de uma camada superficial de concreto, foi observado por vários autores ao longo dos anos [25 a 32]. Internacionalmente, o fenômeno é conhecido com "*spalling*". Segundo Souza e Moreno [2], dentre os vários parâmetros intervenientes no lascamento, o tipo de agregado graúdo da mistura de concreto pode ser destacado como um dos mais intervenientes e, que concretos leves tem mais propensão ao lascamento que concretos de densidade usual.

Ainda segundo Souza e Moreno [2], não existe um procedimento de ensaio normatizado para avaliação em laboratório da tendência ao lascamento explosivo no concreto. Nada, ainda, está estabelecido em relação ao tamanho das amostras, preparo das amostras (execução e cura), tempo de exposição à temperatura, evolução da temperatura ao longo do tempo (taxas de elevação) ou guantificação do fenômeno (degradação das amostras em termos de fissuração e desprendimento de camada superficial das amostras). Os autores descrevem em seu trabalho um método para verificação do lascamento do concreto utilizando amostras em forma de placas retiradas de um corpo de prova prismático, de dimensão de 150 mm de altura, 150 mm de largura e 500 mm de comprimento. Na literatura técnica internacional existem vários trabalhos de pesquisa sobre o lascamento do concreto sob temperaturas elevadas [25 a 32]. Nestes trabalhos, o tamanho das amostras, a taxa de aquecimento, o teor de umidade, a temperatura máxima de exposição das amostras, a existência ou não de armadura de aço, e mesmo a metodologia de ensaio, são muito diferentes e, portanto, torna-se difícil uma avaliação criteriosa dos resultados com vistas a uma previsão do fenômeno. Existe, sim, consenso de que uma avaliação do fenômeno, em escala real do elemento estrutural, é praticamente inviável economicamente; resultando em propostas de metodologias de avaliação em laboratório do fenômeno usando amostras em tamanho reduzido, avaliadas em pequenos fornos, a gás [28, 29, 30] ou elétricos [31].

No que diz respeito ao lascamento de concretos, aquecidos, e produzidos com agregados leves ou agregados reciclados, os resultados de pesquisas encontradas na literatura internacional são escassos e descritos a seguir.

Ke Cheng He et *al.* [33], avaliaram o lascamento nos concretos leves produzidos com argila expandida. Quatro misturas de concreto foram avaliadas, uma de referência produzida com agregado graúdo de calcário, outra produzida com argila expandida, outra mistura idêntica à segunda, com argila expandida com superfície impermeabilizada com produtos da região e, a última mistura também idêntica à segunda, com argila expandida com superfície impermeabilizada com outro tipo de produto da região não mencionado no trabalho. Para todas misturas foram moldados prismas de 100x100x300 mm que foram aquecidos em ambas as faces a 200°C, 400°C, 600°C, 800°C,

# Tabela 1

Misturas de concreto com e sem resíduo

Traço	Cimento (kg)	Agregado miúdo natural (kg)	Agregado graúdo natural (litros)	Agregado graúdo cerâmico (litros)	a/c	Abatimento (mm)
REF	1	2	1,7	0	0,49	50
S40	1	2	1,0	0,7	0,49	50
S100	1	2	0	1,7	0,49	50

1000°C e 1200°C a uma taxa de aquecimento de 10°C por minuto. Ao final os autores relatam que o lascamento não foi observado para as misturas produzidas com argila expandida com superfícies impermeabilizadas e que foi observado para as outras misturas; para temperaturas acima de 400°C. A quantificação do lascamento foi feita de forma visual e através da medida de perda de massa.

Laneyrie et *al.* [19], investigaram o fenômeno do lascamento em misturas de concreto produzidas com agregados reciclados. Foram utilizados três misturas com relação água/cimento de 0,6 e mais três com 0,3. Para cada relação água/cimento foi produzido um concreto com agregado natural do tipo calcário, outro com agregado de construção e demolição. As amostras possuíam 160 mm de diâmetro e 50 mm de espessura e foram aquecidas em apenas uma das faces. As temperaturas de aquecimento foram de 20°C, 150°C, 300°C, 450°C, 600°C. e 750°C. A taxa de aquecimento foi de 0,5°C por minuto e, atingida a temperatura desejada, esta foi mantida por duas horas. Ao final os autores relatam que não houve lascamento de nenhuma das amostras produzidas com agregados reciclados.

Martins et *al* [22], avaliaram o possível lascamento de amostras de concretos produzidas com agregados graúdos provenientes de resíduos de tijolos cerâmicos. Foram moldadas amostras cúbicas de 150mm. As temperaturas de aquecimentos foram de 200, 400 e 600°C e a taxa de elevação da temperatura com o tempo foi de 1,5 a 2,5°C/min, em aproximação ao recomendado pela RILEM TC 129-MHT [1]. Como resultado, os autores relatam pequeno lascamento nas amostras submetidas a 600°C.

Bodnóravá et *al.* [34], avaliaram o possível lascamento de placas de concreto de 100x300x1050 mm, produzidas com argila expandida e expostas a temperatura de até 1050°C de acordo com a Curva Padrão, da *International Organization for Standadization* – ISO 834 [19]. Ao final os autores observam que o lascamento ocorreu para temperaturas acima de 700°C e, que o teor de umidade das amostras com agregado leve, deve ser inferior a 10% para que o lascamento não seja observado, pois a presença de umidade faz com que ocorra ruptura do agregado.

#### Tabela 2

Propriedades físicas dos materiais utilizados

Em função do exposto, observa-se que ainda muito deve ser feito para avaliar o fenômeno do lascamento do concreto em situação de incêndio. No que diz respeito a concretos produzidos com agregado leve ou agregados reciclados o caminho a percorrer, antes que o fenômeno seja explicado e quantificado, é ainda bem maior. Este trabalho tenta dar alguns passos nesta direção, avaliando o lascamento sob temperaturas elevadas de misturas de concreto produzidas com agregado leve proveniente de resíduos de blocos cerâmicos.

#### 4. Materiais e programa experimental

#### 4. Misturas de concreto

Para este trabalho, foram feitas três misturas de concreto (Tabela [1]), uma executada com agregado natural (REF) e outras duas com substituições de 40% e 100% (S40 e S100), do agregado natural por agregado proveniente de resíduo cerâmico reciclado. Foi fixada a relação água cimento em 0,49 para todas as misturas.

#### 4.2 Propriedades dos materiais utilizados

As características dos agregados empregados neste trabalho estão apresentadas na tabela [2].

O agregado graúdo convencional apresentou britas com diâmetros de 9,5 mm a 25 mm. O agregado graúdo reciclado foi obtido do material resultante da trituração de resíduos de fábricas de produção de telhas e blocos cerâmicos da região de Campinas/SP. O cimento utilizado foi o CP II E32, cimento composto com até 10% de escória de alto forno, considerado comum para obras de pequeno porte e, usual na região de Campinas/SP.

#### 4.3 Avaliação da resistência à compressão e módulo de deformação residuais

Para cada mistura de concreto avaliada foram executadas

Propriedade	Agregado de resíduo cerâmico	Agregado graúdo convencional	Agregado miúdo
Massa específica seca (g/cm³) NBR NM 53 [35], NM 52 [36]	1,77	2,89	2,63
D.M.C. (mm) NBR NM 248 [39]	19	19	4,8
M.F. (mm) NBR NM – 248 [39]	6,41	6,86	2,4
Massa unitária (g/cm³) NBR NM 45 [38]	0,95	1,62	1,47
Torrões de argila e materiais friáveis (%) NBR 7218 [41]	0	0	0
Teor de material passante na peneira 75 µm (%) NBR NM 46 [40]	_	0,69	2,37
Absorção de água (%) NBR NM 53 [35], NM 30 [37]	19	1,2	0,15



**Figura 1a** Forno para aquecimento das amostras e ensaio de lascamento (*spalling*)

40 amostras cilíndricas, de 100 mm de diâmetro por 300 mm de altura, para verificação das propriedades mecânicas residuais pós aquecimento até as temperaturas de 200, 400, 600 e 800°C. Para aquecimento das amostras foi utilizado o forno modelo ML 1300/60, com temperatura máxima de aquecimento de 1300 °C existente no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo (FEC) da UNICAMP. A metodologia empregada seguiu o disposto, internacionalmente, pela RILEM-129 MHT: *Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures* (1995) [1], que adota taxa de aquecimento, e resfriamento, de 1°C por minuto; com permanência de 60 minutos da amostra sob a temperatura de interesse. A escolha desta metodologia visa a internacionalização das avaliações, de forma que seja possível a comparação de resultados nacionais e internacionais. A resistência à compressão residual do concreto foi determinada

## Tabela 3

Propriedades mecânicas das misturas de concreto







de acordo com a recomendação da RILEM TC 129-MHT Parte 3 [42], aplicando-se uma carga de compressão uniaxial em direção ao eixo central a uma taxa de 0,5 MPa por segundo. O módulo de deformação do concreto foi determinado de acordo com a recomendação da RILEM TC 129-MHT Parte 5 [43].

#### 4.4Avaliação do lascamento explosivo (spalling)

Nesta etapa do trabalho, buscou-se avaliar o possível lascamento das misturas de concreto executadas, quando submetidas à Curva Padrão da *International Organization for Standadization* – ISO 834 [19] por 60 minutos até uma temperatura de 925°C.

Na inexistência de procedimento nacional ou internacional normatizado, o procedimento empregado foi o proposto por Souza e Moreno [18], que consiste em aquecer uma das faces de uma

REF	0°C	200°C	400°C	600°C	800°C
f <sub>c</sub> (MPa)	40,62	32,12	24,06	11,17	7,83
Redução %	100	79	59	28	19
E <sub>c</sub> (GPa)	31,75	26,45	8,35	2,69	1,50
Redução %	100	83	26	8	5
S40	0°C	200°C	400°C	600°C	800°C
f <sub>c</sub> (MPa)	19,83	19,61	15,41	13,11	4,39
v	100	99	78	66	22
E <sub>c</sub> (GPa)	14,50	14,58	4,41	2,24	0,81
v	100	100	30	15	6
\$100	0°C	200°C	400°C	600°C	800°C
f <sub>c</sub> (MPa)	16,44	13,38	12,59	6,97	3,31
v	100	81	77	42	20
E <sub>c</sub> (GPa)	12,67	11,48	4,25	1,66	0,62
Redução %	100	91	34	13	5

amostra prismática de 150x150mm de seção transversal e 100 mm de espessura. O aquecimento foi feito aos 100 dias de idade das amostras. Antes do aquecimento as amostras foram colocadas em estufa, à temperatura de 100°C, até a constância de massa. Após este estágio, uma das faces foi saturada em água e aquecida.

Para aquecimento das amostras foi utilizado o forno existente no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo (FEC) da UNICAMP, Figura [1a] e Figura [1b]. Cada amostra foi encaixada em abertura frontal existente no equipamento e vedada com manta de lã de vidro. O controle das temperaturas do forno e da amostra foi feito com termopares ligados a um aquisitor automático de dados, posicionados conforme especificação da ISO 834 [19]. Ao final do aquecimento as amostras foram avaliadas, visualmente, em relação ao lascamento e ao panorama de fissuração.

# 5. Resultados e discussões

#### 5.1 Resistência residual à compressão

Verificou-se, conforme esperado, que os valores de resistência à compressão axial decrescem à medida que se aumenta a porcentagem de substituição de parte do agregado graúdo por resíduo de cerâmica vermelha e à medida que se aumenta a temperatura de aquecimento (Tabela [3]). Esta redução de resistência mecânica, em temperatura ambiente, é atribuída à baixa densidade e resistência mecânica do agregado reciclado de cerâmica vermelha em relação ao agregado natural.

Na Figura [2] são apresentados os resultados desta pesquisa, os resultados obtidos pelos principais pesquisadores referenciados neste trabalho [18, 21 e 22] que utilizaram agregado leve na mistura, bem como as curvas preconizadas pelos códigos nacionais e internacionais pertinentes. Vale ressaltar que, no caso da Norma Nacional NBR 15200 [13] e do EUROCODE 2 [15]; os valores indicados são inerentes a concretos executados com agregados silicosos e, embora não esteja claro nos textos destes códigos, re-



#### Figura 2

Valores de redução da resistência à compressão axial das misturas de concreto com teores de substituição (0%, 40% e 100%)

ferentes a amostras destas misturas aquecidas sem carga e rompidas à compressão axial sob aquecimento; histórico de carga que, reconhecidamente, resulta em valores de resistência mecânica residual superiores aquelas obtidas com ensaios de amostras aquecidas sem carga e ensaiadas após resfriamento lento. Na Figura [2], com histórico de carga semelhante ao adotado nesta pesquisa, apresenta-se, também, a evolução da resistência à compressão residual de amostras de concreto executado com agregado leve de argila expandida (peso específico de 450 kg/m<sup>3</sup>) preconizados pelo ACI [14] e referente à amostras aquecidas sem carga e rompidas à compressão axial após resfriamento lento.

Na Tabela 4 apresenta-se parâmetros geométricos e metodológicos empregados por estes códigos e pesquisadores sob comparação.

#### Tabela 4

Dados comparativos dos parâmetros de ensaios (resistência residual)

	% substituição de agregado graúdo	Padrão de aquecimento	Tipo de resfriamento	Aquecimento	Tipo de agregado	Tamanho da amostra
REF	0	RILEM/1°C/min.	Lento	Sem carga	Basalto	Ø = 100 mm H= 300 mm
S40	40	RILEM/1°C/min.	Lento	Sem carga	Basalto/ cerâmico	Ø = 100 mm H= 300 mm
S100	100	RILEM/1°C/min.	Lento	Sem carga	Leve/cerâmico	Ø = 100 mm H= 300 mm
ACI 216R	100	_	_	Sem carga	Leve	Ø = 100 mm H= 300 mm
Souza and Moreno 2010	100	ISO 834	Lento	Sem carga	Leve (argila expandida)	Ø = 100 mm H = 200 mm
NBR/Eurocode	100	_	_	Com carga	Calcáreo	Ø = 100 mm H = 200 mm
Toric 2017	100	RILEM/2,5°C/min.	Lento	Sem carga	Leve (argila expandida)	Ø = 75 mm H = 225 mm
Martins 2016	100	RILEM/2,5°C/min.	Lento	Sem carga	Leve (cerâmico)	Ø = 150 mm H = 300 mm

Na Figura [2] pode-se observar que a substituição do agregado graúdo por resíduo de cerâmica vermelha resulta em concretos mais resistentes ao fogo, ou seja, as perdas de resistência para os concretos com 40% e 100% de substituição são menores guando comparadas ao concreto de referência. Este incremento da resistência ao fogo de concretos executados com resíduos de cerâmica vermelha, segundo Martins et al [22], pode ser explicado pelo fato do coeficiente de expansão térmica dos resíduos de cerâmica vermelha ser bem menor do que o do agregado natural, fazendo com que as variações volumétricas deste agregado reciclado sejam compatíveis com as deformações ocorridas na matriz, resultando assim em menores tensões internas e, portanto, menos fissuração da mistura com o aquecimento. Martins et al [22] também observa que agregados de resíduos de cerâmica vermelha são mais estáveis em temperaturas mais altas do que agregados de origem natural e, ainda, que com o aumento da temperatura, a influência da menor resistência do resíduo de cerâmica vermelha (comparado com os agregado de origem natural) na resistência à compressão do concreto é menor, já que é progressivamente governada pela matriz cimentícia, ou seja, em misturas com agregados de resíduos de cerâmica vermelha, com o aumento da temperatura de exposição, a parte mais fraca do concreto não é mais o agregado, mas sim a matriz cimentícia, que é basicamente semelhante em todas as misturas de concreto.

Já a resistência residual do concreto produzido com agregado natural silicoso deste trabalho é menor que os preconizados pela NBR 15200 [13]. Estes resultados já eram esperados, uma vez que o histórico de carga empregado nesta pesquisa é diferente do histórico de carga considerado na NBR 15200 [13]. É de conhecimento geral da área que o aquecimento sem carga e ruptura posterior após resfriamento lento resulta em resistências residuais à compressão inferiores. Após resfriado o concreto, o óxido de cálcio (CaO) formado durante o aquecimento passa pelo processo de reidratação; processo esse largamente expansivo



#### Figura 3

Valores da redução dos módulos de elasticidade das misturas de concreto com teores de substituição (0%, 40% e 100%) que, consequentemente, contribui para a maior microfissuração do concreto, resultando, portanto, em resistências residuais menores. Outro fator que pode contribuir para a menor resistência residual de amostras de concreto aquecidas, e resfriadas antes da ruptura à compressão, é o desenvolvimento de fissuras na região entre agregado graúdo e a pasta de cimento durante o processo de resfriamento.

Quando se compara os resultados da mistura de referência desta pesquisa (REF) com a curva sugerida pelo ACI [14], com agregado graúdo e histórico de carga, similares aos deste trabalho, nota-se que a evolução da resistência à compressão residual é bastante semelhante; o que reforça a afirmação desta influência ressaltada no parágrafo anterior.

Comparando-se os resultados desta pesquisa com os de Martins et al [22], que utilizou agregado cerâmico similar ao deste traba-Iho, os resultados de Martins et al [22] apresentam-se mais favoráveis, com maior resistência mecânica residual após aquecimento. Este fato evidencia a grande influência da geometria das amostras e do tempo de exposição à temperatura desejada na resistência mecânica residual do concreto. Embora com composição da mistura similar, Martins et al [22] empregou amostras maiores, e as aqueceu por menos tempo à temperatura de interesse do que as amostras deste trabalho; resultando, portanto, em um grau de deterioração menor das amostras quando aquecidas. A importância da padronização da geometria das amostras, taxa de elevação da temperatura e tempo de exposição, nos resultados de resistência à compressão residual após aquecimento, também pode ser comprovada observando-se os resultados obtidos por Souza e Moreno [18] e Toric et al [21]; que empregaram argila expandida como agregado graúdo do concreto e taxas de elevação de temperatura bastante distintas. A taxa de elevação da temperatura empregada por Souza e Moreno[18] foi 6 vezes maior que a empregada por Toric et al [21]. Uma taxa de elevação de temperatura elevada pode implicar em maior deterioração do concreto com a temperatura, favorecendo fissuração e eventuais pequenos lascamentos; o que pode explicar os resultados mais favoráveis obtidos por Toric et al [21] quando comparados aos de Souza e Moreno [18].

Por fim, resta observar que a curva proposta pelo ACI 216 R89 [14] para concreto com agregado leve de argila expandida, peso específico de 450 kg/m<sup>3</sup>, aquecimento sem carga e ruptura após resfriamento lento, apresenta resistências mecânicas residuais em função da temperatura de aquecimento sempre menores que aquelas observadas para as misturas de concreto leve desta pesquisa e dos demais pesquisadores aqui relatados. Este fato pode justificar, em futuras revisões da NBR 15200 [13], a adoção da curva do ACI 216 R89 [14] para o comportamento de concretos leves sob elevadas temperaturas; pelo menos enquanto resultados nacionais pertinentes, obtidos em trabalhos similares ao aqui apresentado, não sejam obtidos.

Estes resultados, únicos em nosso País, devem fornecer subsídios para um futuro entendimento do comportamento de concretos leves nacionais sob elevadas temperaturas.

#### 5.2 Módulo de deformação residual

Pela Tabela [3] nota-se, assim como ocorrido para a resistência à compressão em temperatura ambiente, que o módulo de deformação longitudinal das misturas de concreto com substituição de agregado natural pelo cerâmico reciclado (S40 e S100) apresentou decréscimos em relação ao módulo de deformação obtido para a mistura de concreto de referência (REF). Observa--se, de início, que as propriedades físicas e mecânicas do agregado graúdo têm grande influência no valor do módulo de deformação do concreto executado com este agregado; com valores de módulo, quase sempre incrementados com o aumento da resistência mecânica do agregado graúdo. O agregado reciclado cerâmico empregado nesta pesquisa teve densidade e resistência à compressão bem menor que o agregado natural empregado na mistura de referência (REF); razão que justifica a diferença entre os módulos de deformação apresentados neste trabalho; com o módulo de deformação diminuindo em função do incremento de substituição do agregado natural pelo cerâmico.

Na Figura [3] são apresentados os resultados desta pesquisa, os resultados obtidos pelos principais pesquisadores referenciados neste trabalho [18 e 22] que utilizaram agregado leve na mistura, bem como as curvas preconizadas pelos códigos nacionais e internacionais pertinentes. Vale ressaltar que, no caso da Norma Nacional NBR 15200 [13] e do EUROCODE 2 [15], os valores indicados são inerentes a concretos executados com agregados silicosos e, embora não esteja claro nos textos destes códigos, referentes a amostras destas misturas aquecidas sem carga e rompidas à compressão axial sob aquecimento; histórico de carga que, reconhecidamente, resulta em valores de módulo de deformação residual superiores aqueles obtidas com ensaios de amostras aquecidas sem carga e ensaiadas após resfriamento lento. Na Figura [3], apresenta-se, também, a evolução do módulo de deformação residual de amostras de concreto executado com agregado silicoso e agregado leve de argila expandida (peso específico de 450 kg/m<sup>3</sup>) preconizadas pelo ACI [14] e referente às amostras aquecidas sem carga e rompidas à compressão axial sob aquecimento. Diferente do preconizado pelo ACI [14] para a resistência à compressão residual, este código normativo optou por não fazer distinção entre históricos de carga no caso do módulo de deformação residual do concreto após aquecimento.

Na Tabela 4 apresenta-se parâmetros geométricos e metodológicos empregados por estes códigos e pesquisadores sob comparação.

Na Figura [3] pode-se observar que a substituição do agregado graúdo por resíduo de cerâmica vermelha resulta em concretos mais resistentes ao fogo, ou seja, as perdas no módulo de deformação para os concretos com 40 e 100% de substituição são menores quando comparadas ao concreto de referência. Este pequeno incremento do módulo de deformação residual, embora bastante inferior ao observado para a resistência à compressão residual para as mesmas misturas, pode ser explicado da mesma forma; recorrendo-se à pesquisa de Martins *et al* [22].

Similar ao ocorrido anteriormente para a resistência à compressão residual, o módulo de deformação residual do concreto produzido com agregado natural silicoso deste trabalho é menor que o preconizado pela NBR 15200 [13] e pelo ACI 216 [14] para concretos executados com este mesmo agregado. Estes resultados já eram esperados e, também, podem ser explicados da mesma forma que os resultados para a resistência à compressão; colocando o histórico de carga diferente como parâmetro interveniente nos resultados em comparação.

Comparando-se os resultados desta pesquisa com os de Martins *et al* [22], que utilizou agregado cerâmico similar ao deste trabalho, os resultados de Martins et al [22] apresentam-se bastante favoráveis, com maior módulo de deformação residual após aquecimento. Este fato evidencia, mais uma vez, a grande influência da geometria das amostras e do tempo de exposição à temperatura desejada no módulo de deformação residual do concreto. Embora com composição da mistura similar, Martins *et al* [22] empregou amostras maiores, e as aqueceu por menos tempo à temperatura de interesse, do que as amostras deste trabalho; resultando, portanto, em um grau de deterioração menor das amostras quando aquecidas. Entretanto, ressalta-se que Martins *et al* [22] apresenta resultados do módulo de deformação residual para temperaturas de aquecimento até 400°C.

Por fim, resta observar que a mesma sugestão destes autores, de emprego da curva proposta pelo ACI 216 R89 [14] para concreto com agregado leve, momentaneamente, em futura revisão



REF.

S40

S100

# Figura 4

Corpos de prova após ensaio de lascamento explosivo (temperatura: 925°C)

## Tabela 5

Dados comparativos dos parâmetros de ensaios (lascamento)

Autor	Teor de substituição (%)	Tamanho da amostra (mm)	Tipo de agregado	Padrão de aquecimento	Tempo de exposição (horas)	Tipo de análise	Resultados
REF	0	150 x 150 x 100	Basalto	ISO 834	1	Visual	Não houve lascamento
S40	40	150 x 150 x 100	Basalto/ aerâmico	ISO 834	1	Visual	Não houve lascamento
\$100	100	150 x 150 x 100	Leve/ cerâmico	ISO 834	1	Visual	Não houve lascamento
Ke Cheng He <i>et al.</i>	100	100 x 100 x 300	Argila expandida	10°C por minuto	1	Visual e perda de massa	Lascamento para T > 400°C
Laneyrie <i>et al.</i>	100	φ160 mm h = 50 mm	Resíduos de construção e demolição	0,5°C por minuto	2	Visual	Não houve lascamento
Martins et al	100	150 mm cubic	Resíduos cerâmicos	1,5 a 2,5°C/min	1	Visual	Pequeno lascamento para T>600°C
Bodnóravá <i>et al.</i>	100	100 x 300 x 105	Argila expandida	ISO 834	_	Visual	Lascamento para T > 700°C

da NBR 15200 [13] deve ser reavaliada para o caso do módulo de deformação residual. Quando se compara os resultados desta pesquisa com a curva sugerida pelo ACI 216R-89 [14] para agregados leves, nota-se que a evolução do módulo de deformação residual tem diferenças que devem ser ressaltadas. A partir dos 350°C, aproximadamente, o módulo de deformação residual preconizado por esse código normativo é maior, ou seja, menos conservador, do que os resultados obtidos neste trabalho. Vale observar que os resultados disponíveis na literatura, que geraram a curva em questão preconizada pelo ACI 216R-89 [14] para o módulo de deformação residual, eram bastante escassos à epoca; o que pode explicar as diferenças observadas. Da mesma forma, resta observar que, embora em números absolutos os resultados em comparação tenham diferenças da ordem de 100%, em números relativos esta diferença é muito baixa (30% contra 15% em sua maior diferença); ou seja, nesta faixa de temperatura o módulo de deformação residual apresenta-se muito baixo; em qualquer uma das curvas em comparação.

#### 5.3 Lascamento explosivo (spalling)

Não foi observado qualquer lascamento; explosivo ou não; nas amostras de concreto avaliadas neste trabalho. Foi possível observar (Figura [4]) que a mistura de concreto com 100% de substituição de agregado natural silicoso pelo agregado reciclado de cerâmica vermelha apresentou um panorama de fissuração menos agressivo que o da amostra de referência; porém, sem ocorrência do lascamento em nenhum dos concretos testados, mesmo para temperaturas superiores a 800°C.

Como ressaltado anteriormente, no que diz respeito ao lascamento de concretos, aquecidos, e produzidos com agregados leves ou agregados reciclados, os resultados de pesquisas encontradas na literatura internacional são muito escassos. Dos trabalhos internacionais apresentados, o lascamento foi observado em Ke Cheng He et *al.* [33], Bodnóravá et *al.* [34] e Martins et *al* [22]. Em todos esses trabalhos foi empregado agregado leve na mistura de concreto; argila expandida nos dois primeiros e agregado reciclado cerâmico no último. Vale observar que o lascamento foi observado em um número reduzido das amostras avaliadas e para temperaturas variadas de avaliação; acima de 700 °C em Bodnóravá et *al.* [34], acima de 400 °C em Ke Cheng He et *al.* [33] e para 600 °C em Martins et *al* [22].

Uma vez que não existe um procedimento de ensaio normatizado para avaliação em laboratório da tendência ao lascamento explosivo no concreto; nestes trabalhos, o tamanho das amostras, a taxa de aquecimento, o teor de umidade, a temperatura máxima de exposição das amostras e mesmo a metodologia de ensaio, foram muito diferentes e, portanto, torna-se difícil uma avaliação criteriosa dos resultados com vistas a uma comparação com os resultados desta pesquisa. Da mesma forma, parâmetros de caracterização do concreto julgados importantes na avaliação do fenômeno do lascamento não foram disponibilizados. Não existem informações, em todos eles, de parâmetros como a porosidade, teor de umidade no dia do ensaio, tempo e temperatura de ocorrência do lascamento, etc.

Deve ser ressaltado, também, que na maioria destes trabalhos o objetivo principal nem foi a avaliação do lascamento; mas sim a avaliação da resistência à compressão residual do concreto após aquecimento e posterior resfriamento. Dos trabalhos internacionais apresentados, somente o de Bodnóravá et *al.* [34] foi idealizado para avaliação do lascamento. Entretanto, neste trabalho o agregado graúdo empregado foi a argila expandida, diferente do agregado empregado nesta pesquisa e, portanto, inviabilizando qualquer tentativa de comparação dos resultados.

Em Martins et *al* [22] foi observado pequeno lascamento em algumas das amostras avaliadas após aquecimento até 600 °C, e posterior resfriamento. O agregado graúdo empregado foi o mesmo deste trabalho; entretanto, a geometria das amostras, a taxa de elevação da temperatura com o tempo, a resistência à compressão da mistura em temperatura ambiente e mesmo a metodologia de avaliação do lascamento foram muito diferentes do trabalho de pesquisa aqui apresentado. Avaliar, isoladamente, qualquer um destes parâmetros, no caso do lascamento só seria viável se estes parâmetros fossem, ao menos, um pouco semelhantes.

Por fim, ressalta-se a necessidade de padronização na avaliação do lascamento do concreto, em laboratório, sob elevadas temperaturas. Esta padronização é necessária. Os parâmetros envolvidos no fenômeno são muitos, correlacionados e, portanto, de difícil avaliação isolada sem esta padronização.

# 6. Conclusões

Em relação à pesquisa aqui apresentada, verificou-se que:

- a) Em temperatura ambiente, como esperado, quando se substitui o agregado natural convencional pelo agregado reciclado cerâmico, a resistência mecânica diminui; com resistência à compressão e módulo de deformação, diminuindo em função de um incremento no teor de substituição;
- b) A substituição do agregado graúdo natural por resíduo de cerâmica vermelha resulta em concretos mais resistentes ao fogo, ou seja, as perdas de resistência à compressão e módulo de deformação para os concretos com 40 e 100% de substituição são menores quando comparadas ao concreto de referência;
- c) Os resultados de redução de resistência mecânica (resistência à compressão e módulo de deformação), com o incremento de temperatura, de concretos preparados com agregados leves aqui avaliados foram menores quando comparados aos valores preconizados pelo ACI 216R-89 [14]; sugere-se então a adoção destas curvas para efeito de estimativa de resistência residual para concretos leves nacionais enquanto resultados de pesquisa, similares a realizada neste trabalho, não sejam disponibilizados;
- d) Em relação à tendência ao lascamento, pode-se verificar que os concretos produzidos com resíduos de cerâmica vermelha permaneceram estáveis; não ocorrendo o lascamento até para temperaturas superiores a 800°C;
- e) Ressalta-se a necessidade de padronização na avaliação do lascamento do concreto, em laboratório, sob elevadas temperaturas. Esta padronização é necessária. Os parâmetros envolvidos no fenômeno são muitos, correlacionados e, portanto, de difícil avaliação isolada sem esta padronização;
- f) Os resultados deste trabalho, únicos em nosso País, devem fornecer subsídios para um futuro entendimento do comportamento de concretos leves nacionais sob elevadas temperaturas.

# 7. Agradecimentos

Os autores agradecem ao Espaço da Escrita – Coordenadoria Geral da Universidade – UNICAMP – pelos serviços de idiomas prestados.

# 8. Referências bibliográficas

- RILEM TC 129-MHT. Recommendation of RILEM TC 129-MHT: Test Methods for Mechanical Properties of Concrete at High Temperatures – Compressive strength for service and accident conditions, V.28, p. 410-414, 1995.
- [2] SOUZA, A.A.A; MORENO JR., A.L. Proposta de avaliação em laboratório do lascamento explosivo do concreto em situação de incêndio. Concreto & Construção, v. 4, p. 96-103, 2010.

- [3] CAMPOS, M.A.; PAULON, V.A. Utilização de agregados alternativos de isoladores elétricos de porcelana em concretos. Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo, vol. 7 núm. 1, de la pág. 30 a la 43, Julio - Diciembre de 2015.
- [4] JANKOVIC, K.; DRAGAN, N.; DRAGAN, B. Concrete paving blocks and flags made with crushed brick as aggregate. Construction and Building Materials 28: 659–663, 2012.

[5] MUELLER, A.; SCHNELL, A.; RUEBNER, K. The manufacture of lightweight aggregates from recycled masonry rubble. Construction and Building Materials 98: 376–387, 2015.

[6] AWOYERA, P.; AKINMUSURU, J. O.; NDAMBUKI, J.M. Green concrete production with ceramic wastes and laterite, Construction and Building Materials 117: 29–36, 2016.

- ZHOU, C.; CHEN, Z. Mechanical properties of recycled concrete made with different types of coarse aggregate. Construction and Building Materials 134: 497–506, 2017.
- [8] DERRICK J. ANDERSON; SCOTT T. SMITH; FRAN-CIS T.K. AU. "Mechanical properties of concrete utilising waste ceramic as coarse aggregate". Construction and Building Materials 117 (2016) 20–28.
- [9] MELICEVIC, I..;BJEGOVIC, D.; SIDDIQUE, Experimental research of concrete floor blocks with crushed bricks and tiles aggregate. Construction and Building Materials, 94, 775-783, 2015.
- [10] CÁNOVAS, M.F. Patologia e Terapia do Concreto Armado. 522 p. São Paulo: PINI, 1988.
- [11] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [12] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto. 2<sup>a</sup> Edição. Ed. PINI. São Paulo, 1997.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15200. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [14] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (ACI). Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements. ACI 216R-89. ACI. New York, 1996.
- [15] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-1-2. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. CEN, Bruxelas, 2002.
- [16] SOLLERO, M.B.S.; MORENO JR., A.L. Post-Fire Residual Mechanical Properties of High Strength Concrete (HSC) Made with Basalt Aggregate. 9th International Conference on Structures in Fire (SIF), Princeton Univ, Princeton, JUN 08-10, 2016.
- [17] ALMEIDA, J. M. A. Comportamento em altas temperaturas e na reidratação do concreto convencional e não convencional com cinza de casca de arroz. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2017.
- [18] SOUZA, A. A. A. ; MORENO JR, A.L. Assessment of the influence of the type of aggregates and reydration on concrete submitted to high temperatures. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais , v. 3, p. 477-493, 2010.

- [19] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARD-IZATION. Fire Resistance Tests – Elements of Building Construction. Part 1: General Requirements. ISO 834. Geneva, 2014.
- [20] LANEYRIE, C.; BEAUCOUR, A.L.; GREEN, M.F.; HE-BERT, R.L.; LEDESERT, B.; NOUMOWE, A. Influence of recycled coarse aggregates on normal and high performance concrete subjected to elevated temperatures. Construction and Building Materials 111, 368–378, 2016.
- [21] TORIC, N.; BOKO, I.; JURADIN, S.; BALOEVIC, G. Mechanical properties of lightweight concrete after fire exposure. Structural Concrete 17, No. 6, 2016.
- [22] MARTINS, D.J.; CORREIA, J.R.; BRITO, J. The effect of high temperature on the residual mechanical performance of concrete made with recycled ceramic coarse aggregates. Fire and Materials, Fire Mater; 40:289–304, 2016.
- [23] RAJAWAT, D.;SIDDIQUE, S.;SHRIVASTAVA, S;CHAUDHARY, S.;GUPTA,T. Influence of fine ceramic aggregates on the residual properties of concrete subjected to elevated temperature. Fire and Materials. 2018;1–9.
- [24] YAN, R.; YANG, S.; GUO, M.Z.; POON, C.S. Comparative evaluation of fire resistance of partition wall blocks prepared with waste materials. Journal of Cleaner Production 182, 156-165, 2018.
- [25] KRZEMIEŃ, K.; HAGER, I. Assessment of Concrete Susceptibility to Fire Spalling: A Report on the State-of-the-art in Testing Procedures. Procedia Engineering, Vol. 108, 2015, pp. 285-292, ISSN 1877-7058.
- [26] KODUR, K. Properties of Concrete at Elevated Temperatures. ISRN Civil Engineering, vol. 2014, Article ID 468510, 15 p. doi:10.1155/2014/468510
- [27] HERTZ, K. D.;SORENSEN, L. S. Test method for spalling of fire exposed concrete. Fire Safety Journal 2005; 40(5):466–476.
- [28] HUISMANN, S.; WEISE, F.; MENG, B.; SCHNEIDER. U. Transient strain of high strength concrete at elevated temperatures and the impact of polypropylene fibers. Material and Structures.vol. 45,issue 5, 2012, pp. 793-801.
- [29] HAN, C. G.; HWANG, Y. S.; YANG, S. H.; GOWRIPALAN, N. Performance of spalling resistance of high performance concrete with polypropylene fiber contents and lateral confinement. *Cement and Concrete Research* 2005; 35:1747–1753.
- [30] HAN C. G., HAN M. C., HEO, Y. S. Improvement of residual compressive strength and spalling resistance of high-strengthRC columns subject to fire. *Construction* and Building Materials 2009; 23:107–116.
- [31] HERTZ, K. D.;SØRENSEN, L. S. Test method for spalling of fire exposed concrete. *Fire Safety Journal* 2005; 40(5):466–476.
- [32] HERTZ, K. D. Limits of spalling of fire-exposed concrete. *Fire Safety Journal* 2003; 38(2):103–116.
- [33] HE, K. C.; GUO, R. X.; MA, Q. M.; YAN, F.; LIN, Z.W.; SUN, Y L. Experimental Research on High Temperature Resistance of Modified Lightweight Concrete after Exposure to Elevated Temperatures. Hindawi Publishing Corporation Advances in Materials Science and Engineering,

Article ID 5972570, 2016.

- [34] BODNÁROVÁ, L.; HELA, R.; HUBERTOVÁ, M.; NOVÁKOVÁ, I. Behavior of Lightweight Expanded Clay Aggregate Concrete Exposed to High Temperatures. World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil, Architectural, Structural and Construction Engineering Vol: 8 No:12, 2014.
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53: Agregado graúdo -Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, jul. 2003.
- [36] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado miúdo. -Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, jul. 2002.
- [37] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 30: Agregado miúdo - Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, jul. 2001.
- [38] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 45: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, mar. 2006.
- [39] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: Agregados. Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, jul. 2003.
- [40] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 46. Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 μm, por lavagem. Rio de Janeiro, jul. 2003.
- [41] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7218: Agregados - Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro, agosto 1987.
- [42] RILEM TC 129-MHT. Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures – Compressive strength for service and accident conditions. Materials and Structures, [s.l.], V.28, p. 410-414, 1995.
- [43] RILEM TC 129-MHT. Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures – Modulus of elasticity for service and accident conditions. Materials and Structures, [s.l.], V.37, p. 139-144, mar.2004.



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

# Effect of carbon nanotubes sonication on mechanical properties of cement pastes

# Avaliação da influência do processo de sonicação de nanotubos de carbono utilizados em pastas cimentícias

J. E. L. DE SIQUEIRA a joselsiqueira@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-4552-5084

P. J. P. GLEIZE \* p.gleize@ufsc.br https://orcid.org/0000-0003-4029-9345

# Abstract

The excellent mechanical properties of carbon nanotubes (CNTs) make them a highly attractive material for use as reinforcement in cement composites. However, it is established that this nanomaterial presents a severe dispersion problem in cement matrices owing to its high specific surface area. An alternative method for dispersing the CNTs is the use of sonication in the presence of a superplasticizer admixture. However, high energy sonication can severely damage CNTs, which can affect their behavior in cement pastes. Thus, it is necessary to optimize the CNTs sonication parameters to optimize the performance of CNT–cement pastes. After sonication with different energies of CNTs water suspensions, the CNTs dispersion was evaluated through UV-Vis spectroscopy and the eventual CNTs damage observed by TEM. Workability, compressive and flexural strengths of the CNTs–cement pastes were also measured. The results revealed that the sonication parameters can be optimized to enhance the effect of CNTs on cement paste behavior.

Keywords: carbon nanotube, sonication, UV-Vis spectroscopy, mechanical strength.

## Resumo

As excepcionais propriedades mecânicas dos nanotubos de carbono (NTC) os tornam um material extremamente atraente para utilização como reforço de compósitos cimentícios. No entanto, sabe-se que esse nanomaterial apresenta grande problema de dispersão em matrizes cimentícias devido a sua elevada superfície específica. Uma das alternativas para dispersar os NTC é a utilização de sonicação em conjunto com aditivo superplastificante. Apesar disso, alta energia de sonicação pode danificar de maneira severa os NTC, o que pode afetar seu comportamento em pastas de cimento. Dessa forma, é necessário otimizar os parâmetros de sonicação a fim de melhorar o desempenho das pastas cimentícias com NTC. Após a sonicação de soluções aquosas de NTC sob diferentes energias, as dispersões foram submetidas a espectroscopia UV-Vis e os eventuais danos sofridos foram obervados por MET. Plasticidade e resistência a compressão e tração de pastas de cimento com NTC também foram medidas. Os resultados revelaram que os parâmetros de sonicação podem ser otimizados a fim de melhorar os efeitos da incorporação de NTC no comportamento de pastas de cimento.

Palavras-chave: nanotubos de carbono, sonicação, espectroscopia UV-Vis, resistência mecânica.

Received: 10 Oct 2018 • Accepted: 20 Mar 2019 • Available Online: 26 Mar 2020

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

<sup>\*</sup> Federal University of Santa Catarina, Civil Engineering Department, Laboratory of Application of Nanotechnology in Civil Construction, Florianopolis, SC, Brazil.

## 1. Introduction

The continuous pursuit of upgradation in the construction industry demands continuous research for new materials. With respect to this fact, carbon nanotubes (CNTs) can be considered to be new materials with a high potential for incorporation in cement matrices. CNTs exhibit extraordinary mechanical, electrical and thermal properties. Its use as a reinforcement material is preferred owing to its high Young's modulus and strength [1].

Several researchers have noticed a significant enhancement in the physical–mechanical properties of cement composites with the incorporation of carbon nanotubes [2-7].

The significant challenge in their use is the understanding of their interaction with the matrix. Owing to their physical and chemical properties, these materials tend to agglutinate, demanding the use of physical and/or chemical processes to provide higher dispersion and the stabilization of such properties in order to prevent reag-glomeration [8].

The most common process used for the dispersion of carbon nanotubes is ultra-sonication, which is generally combined with other techniques such as the use of solvents, surfactants, and CNTs covalent and non-covalent functionalization [3]. According to Ma *et al.* [8], ultra-sonication is a highly efficient method for CNTs dispersion in low-viscosity liquids such as water, acetone and ethanol.

The sonication process is based on the conversion of electric voltage into mechanical vibrations, which are transferred to the liquid environment and result in the formation and collapse of microscopic bubbles. During this process, also known as cavitation, thousands of shockwaves are created and a high level of energy is released, causing the dispersion of nanomaterials in the liquid [3]. According to Chen *et al.* [9], the sonication of carbon nanotubes can act as forces of separation and of shear. The former separates nanotubes individually from agglomerates of bundles and increase the concentration of CNTs dispersed in the environment by the sonication energy. Simultaneously, the shear forces cut individual nanotubes into several smaller ones, thus reducing the average individual length of the CNTs. The length and concentration distribution of the nanotubes are two inherent factors that can affect the efficiency of their reinforcement in nanocomposites. Therefore, it is important to use optimal sonication energy to balance the effects of the dispersion and length reduction of the CNTs [10].

Ma *et al.* [8] cautioned that if the sonication is very aggressive (high energy) and/or takes too long, the CNTs are likely to be severely damaged, particularly when a tip sonicator is used. In severe cases, the graphene layers are completely destroyed and there is a drastic reduction in its mechanical properties.

However, it is noteworthy that there is no consensus in the literature regarding the sonication parameters (energy, time, range, etc.) that are more appropriate for the dispersion of CNTs. TABLE 1 presents a few sonication parameters used in several researches. The absence of key parameters necessary to ensure more effectively characterized experiments is apparent.

After sonication of the nanomaterials, it is necessary to examine the quality of the dispersion. There are certain methods to measure the effectiveness of the dispersion method used as well as the degree of dispersion of the CNTs, particularly in the aqueous medium. Few researchers [10, 19, 22] captured digital images of the suspensions of CNT after using the dispersion method. The suspensions were kept still and the images were recaptured after different periods of time, to verify the occurrence of sedimentation/ re-agglomeration of the nanomaterials.

Another feasible method is UV-Vis (visible-ultraviolet) spectroscopy. Unlike completely dispersed CNTs, CNT bundles are not active in the wavelength range of 200–1200 nm. This demonstrates that there is a relation between the concentration of individual CNTs dispersed in the medium and the intensity of the absorbance corresponding to the spectrum [16, 20, 23-25].

It is noteworthy that higher sonication energies do not result in higher absorbance and, consequently, higher dispersion of CNTs. Isfahani, Li and Redaelli [21] tested functionalized and pristine CNTs and observed that the pristine CNTs can be dispersed until a certain level, beyond which there was no improvement with the increase

#### Table 1

Parameters of CNTs suspensions sonication in literature (adapted from Carlesso [11])

Authors	Amplitude	Equipment input power (W)	Duration (min)	Total energy (J)	Energy/volume (J/ml)
[2]	(X)	(X)	120	(X)	(X)
[9]	(X)	500	140(*)	280 000(#)	(X)
[10]	50%	500	140(*)	280 000(#)	(X)
[12]	(X)	(X)	100	840 000(#)	8400(#)
[13]	20% and 40%	750	30	13500 to 39600(#)	270 to 1584(#)
[14]	50%	500	140(*)	280 000(#)	(X)
[15]	70%	500	20 to 30	94 368 and 141 522(#)	555 and 833(#)
[16]	70%	(X)	until 210	(X)	(X)
[17]	(X)	150	12	(X)	(X)
[18]	20%	750	360(*)	until 170 000	(X)
[19]	100%	500	1 to 14(*)	9000 to 126 000(#)	25 to 400
[20]	100%	500	1 to14(*)	9000 to 126 000(#)	25 to 400
[21]	(X)	(X)	30, 60 and 120	126 000 to 504 000(#)	1800 to 7200(#)

(\*) - information not provided in the respective papers and acquired by the present author directly from the respective authors; (#) - value calculated with the data available in the respective papers; (x) - not informed.

#### Table 2

Characteristics of the carbon nanotubes

Density (g/cm <sup>3</sup> )	Ø ext (nm)	Length (µ <sub>m</sub> )	Length/diameter (I/d)	Purity (%)
1.5-1.9	8–15	10–50	666-6250	95

in sonication energy. However, the dispersion of the functionalized CNTs was proportional to the increase in the sonication energy. In addition, the mechanical performances of the cement composite were not affected by the incorporation of the sonicated CNTs.

The incorporation of CNTs in cement composites is also likely to affect its workability. Owing to its large specific area, the nanomaterial tends to reduce in consistency and to increase the cohesion of the mixtures [19, 20]. Thus, it is necessary to use superplasticizer admixtures to maintain adequate workability of the cement compounds, apart from aiding the dispersion of the nanomaterials. This study intends to verify the influence of several sonication parameters on the dispersion and integrity of CNTs, as well as the effects of CNTs on certain properties of cement compounds.

# 2. Experimental program

#### 2.1 Materials

The Portland cement used was CP II-F, according to the Brazilian standard NBR-5737 (1992) of Portland cement specification. A sodium-polycarboxylate-based superplasticizer was used as dispersant. The carbon nanotubes were purchased from Cheap Tubes Inc. and used as received. The main characteristics of the CNTs used in this study are presented in TABLE 2 and their morphology is shown in FIGURE 1.

#### 2.2 Conditions of sonication and dispersion

The contents of CNTs and superplasticizer were fixed at 0.1% by weight of the cement content.

Figure 1 TEM images of the carbon nanotubes

For the dispersion of the CNTs, a tip sonicator model VCX 750W (Sonics & Materials, Inc.) was used. It was equipped with a 13 mm diameter probe that was dipped into a 30 ml aqueous solution containing CNTs following the recommendations of the manufacturer regarding the processing capability of this probe. The adjustable parameters of sonication in the equipment are the amplitude and duration of operation.

The amplitudes were fixed at two levels: 50 and 80%. The sonication time varied among three values (6, 30 and 60 min.) during 20-second-cycles (on and off) in order to prevent overheating of the CNTs suspension. As recommended by the equipment manufacturer, the power delivered into the liquid was measured as the difference between the amount of watts displayed with the probe immersed into the liquid and the amount of watts displayed with the probe in air (not immersed into the liquid); thus the average applied sonication powers was 27 and 54 W for the amplitudes 50 and 80%, respectively.

Apart from the variable sonication parameters, the superplasticizer was added at two moments: pre- and post-sonication. This was done in order to verify whether the superplasticizer aided the dispersal of the nanomaterials in the medium during sonication and whether its behavior was affected by the different sonication energies. It is also noteworthy that suspensions without the SP were also sonicated in order to verify whether the sonication process alone was adequate for the dispersion of the CNTs.

The evaluation of the dispersion degree was conducted by UV-Vis spectroscopy, as recommended by [21, 23, 24, 26, 27]. The solution suspension was diluted 30 times and subjected to UV-Vis radiation in glass containers, and the absorbance of the suspension with the CNTs was measured using a spectrometer. According to





Organogram of suspensions parameters in preliminary dispersion study

Zou *et al.* [20], only nanotubes that are effectively dispersed in the medium can absorb light in the UV-Vis band. The higher the absorbance of the suspension is, the higher the level of dispersion of the nanotubes; therefore, the presence of nanomaterials agglomerates can be estimated and it could indicate a low rate of dispersion. FIGURE 2 shows an organogram of the suspensions parameters. The numbers are related to the power outputs (27 and 54 W) and the duration (6, 30 or 60 min) of sonication. The terms "Post" and "Pre" refer to whether the admixture was added after or before the sonication process, respectively.

Moreover, TEM observations were performed in order to verify the integrity of the CNTs after sonication.

#### 2.3 Preparation and tests of cement compounds

As the purpose of this work is to study the effect of sonication on CNTs dispersion and integrity and its consequences on cement paste performance, a reference cement paste (RP) with no sonication and containing admixture and CNTs was made. Then, other pastes were made with the highest results of CNTs dispersion from the preliminary study, with similar dosage and under the effect of



#### Figure 3

UV-Vis absorbance of CNTs suspensions after sonication for 60 min with 80% amplitude and 6480 J/ml the different sonication parameters previously presented. The water/cement ratio was fixed at 0.30.

Immediately after the sonication process, the cement paste was prepared in a laboratorial mixer for a period of 3 min at a frequency of 15 Hz (440 rpm).

The pastes consistencies were measured with mini-slump tests. In this test, a mold with a smaller diameter of 19 mm, larger diameter of 38 mm and height of 57 mm was used.

The compressive strength measurements were performed on  $20 \times 40$  mm cylindrical specimens. Three-point bending flexural strength tests were carried out on  $100 \times 20 \times 20$  mm rectangular specimens. After demolding (1 day), the specimens were cured in saturated lime water for 28 days.

## 3. Results and discussions

# 3.1 Dispersion and integrity of the carbon nanotubes

The CNTs dispersion efficiency in the aqueous solution under the sonication processes described in FIGURE 2 and measured by UV-Vis spectroscopy resulted in a set of curves similar to the one presented in FIGURE 3.

It is observed that there is a peak of the curve after a particular band of wavelength. According to George *et al.* [28], the maximum absorbance value is directly proportional to (and can be an indicative of) the level of dispersion of the CNTs. Therefore, FIGURE 4 shows the maximum absorbance values for all the tested suspensions.

Irrespectively of the sonication conditions, negligible absorbance difference was observed within the CNTs suspensions without the SP admixture. Moreover, the absorbance maxima are significantly lower compared to those of the suspensions with SP. Consequently, it can be concluded that in this case, CNTs dispersion is negligible.

For the suspensions with SP, the absorbance tends to be gradually enhanced according to the increase in energy for the different sonication times. However, no trend was observed in the post-sonication suspensions.



#### Figure 4

Maximum UV-Vis absorbance of CNTs suspensions after sonication



CNTs detachment mechanism with the aid of surfactant and sonication as proposed by Strano *et al.* [29]

For the suspensions in which the SP is sonicated with the CNTs, at 50% amplitude, the increase in duration of sonication increases dispersion. For 80% amplitude, the opposite occurs. Nevertheless, it can be concluded that this is the type of process that exhibits the highest CNTs dispersions.

Strano *et al.* [29] had proposed a mechanism of the dispersion of CNTs that occurs with the aid of surfactant and sonication (FIG-URE 5). According to the authors, the high degree of local shear, particularly on the tips of the CNTs bundles, causes the deviation of the extremities and creates spaces between the layers of nanomaterials, which become points of high adsorption of the surfactant. As the sonication proceeds, the bundles continue to move apart from each other and more surfactant is adsorbed on the surface of the CNTs until their complete separation from the agglomerate. In FIGURE 6, the values of the UV-Vis absorbance maxima correlated with the sonication energy by volume of solution are plotted. With the in-



#### Figure 6

UV-Vis absorbance maxima vs sonication energy of CNTs suspensions

crease in sonication energy, an absorbance plateau for post-sonication suspensions and a trend of a lower absorbance for the pre-sonication suspensions are evident. Zou *et al.* [20], Isfahani, Li and Redaelli [21], Yu *et al.* [25] and George *et al.* [28] also observed this behavior.

FIGURE 7 shows TEM micrographs of the CNTs after (a) 80% amplitude over 60 min (6480 J/ml) and (b) 50% amplitude over 30 min (1620 J/ml) sonication. A significant reduction in CNT length as well as the breaking of its wall and consequent reduction in its diameter were observed.

It is assumed that the disintegration and breaking of the CNTs cause the reduction in absorbance verified by UV-Vis spectroscopy. Notwithstanding the higher dispersion caused by the sonication, the quantity of small pieces of CNT available in the solution is likely to increase, which may result in an absorbance decrease due to the higher quantity and possible re-agglomeration of individual nanotubes in the suspension.



#### Figure 7

TEM micrographs of CNT sonicated under: (a) 80% amplitude for 60 min (6480 J/ml) and (b) 50% amplitude for 30 min (1620 J/ml)



TEM micrographs of CNTs sonicated under the amplitude of 80% over 6 min (648 J/ml)

In the case of high sonication amplitude over a short period of time (80% over 6 min; FIGURE 8), the CNT morphology appears to remain unchanged from its original form. However, a few very short CNTs with intact walls are also observed, which are probably cut off from other CNTs as reported in a previous research [9].

TABLE 3 summarizes the qualitative evaluation by TEM of the CNTs integrity after sonication.

#### 3.2 Cement composites

Considering the highest dispersion behavior measured with UV-Vis absorbance, the physical–mechanical tests of cement composites were carried out only with the formulations in which the SP admixture was sonicated with CNTs.

#### 3.2.1 Mini-slump test

Mini-slump measurements clearly reveal that as CNTs suspensions sonication amplitude, time and consequently sonication energy (fig. 9) increase, cement paste workability decreases. The pastes with low CNTs suspension sonication energy (< 500 J/ml) exhibit similar workability than that of the reference paste (RP -

Table 3TEM observations of the CNT integrity after sonication

Sonication conditions	80%-60′ 6480 J/ml	50%-30′ 1620 J/ml	80%-6′ 648 J/ml	
CNT wall damage	Severe	Low	Inexistent	
CNT diameter reduction	High	High	Low	
CNT cutting	High	High	Medium	

without sonication). However, high sonication energy (> 1500 J/ml) induces severe workability decrease.

It is considered that high energy CNT suspension sonication causes the breaking of CNTs into smaller pieces, as was observed by TEM. This results in an increase in the quantity of CNTs and the quantity of SP adsorbed by them. Thus, less SP is available to disperse cement particles and, consequently, workability decreases.

#### 3.2.2 Compressive and flexural strength

FIGURE 10 clearly reveals that for low sonication energy (< 1000 J/ml), the compressive strengths of the cement–CNTs pastes are higher than that of the reference paste, attaining a 10% increase for the CNTs suspensions subjected to 80% amplitude and 6 min. sonication. It is also evident that longer sonication periods nega-



#### Figure 9 Consistency (mini-slump diameters) vs CNT suspension sonication energy



#### Figure 10 Cement-CNTs paste compressive strength vs CNTs suspensions sonication energy

tively affect the compressive strengths of cement–CNTs pastes. A similar tendency can be observed for flexural strength measurements (FIGURE 11). However, the gain is higher (up to 30% for 80% amplitude and 6 min. sonication). In addition, as observed for compressive strength, as the CNTs suspension sonication energy increases, the flexural strengths of the cement–CNTs pastes decrease.

In the case of low sonication energy, the increase in the cement pastes' compressive (10%) and flexural (30%) strengths was very similar to the results of other researches with low CNTs ratio (approximately 0.1%wt cement) [2, 30, 31, 32].

According to Konsta-Gdoutos, Metaxa, and Shah [2], the key factor for improving the strength of a cement matrix is the effective dispersion of the CNTs. It results in the reduction of the CNT-free area in the material and in an increase in the mechanical performance of the nanocomposite.

However, there was a significant decrease in the cement pastes' strength values with increase in the sonication energy.

As observed by TEM, high sonication energy results in CNTs wall damage, diameter reduction and cutting; consequently, its strength was reduced, and UV-Vis spectroscopy revealed that higher dispersion was not achieved. Hence, the reinforcing role of CNTs is



#### Figure 11

Cement-CNTs pastes flexural strength vs CNTs suspensions sonication energy

likely to be reduced. Moreover, as mentioned earlier, the "destruction" of the CNTs by high sonication energy is likely to increase its specific surface, which increases its SP adsorption and thus, reduces cement paste workability; this is likely to cause the incorporation of voids and failure in specimen molding, resulting in a decrease in the mechanical performances [19].

Isfahani, Li and Redaelli [21] suggested that water suspensions with highly dispersed CNTs do not necessarily result in high CNTs dispersion in the cement matrix. Re-agglomeration can be caused by the contact between the CNTs surface and the solid phase (cement particles) during the mixing procedure. Thus, both CNTs agglomeration and the damage to CNTs by sonication, can reduce the reinforcement capability of the nanomaterials.

However, Isfahani, Li and Redaelli [21] demonstrated that the increase in CNTs sonication energy did not result in significant gain or loss of strength of the cement composites. These results are different compared with the present research, wherein a gain in the cement composites' strengths was observed with lower sonication energies (high amplitude for a short time) and a decrease in these properties was observed with higher sonication energies (high amplitude for a long time).

# 4. Conclusions

The main conclusions of this work are as follows:

- 1. The dispersion of CNTs in aqueous solution is proportional to the sonication energy used, until a determinate energy value;
- The presence of the superplasticizer admixture with the CNTs in the water during the sonication process is essential for an effective dispersion;
- The use of high sonication energy for a long period results in the breaking of the CNTs walls and a significant reduction in diameter and length;
- When high energy is applied for short periods, no CNTs damage was observed;
- 5. The CNTs cement pastes' workability is inversely proportional to the sonication energy of the CNTs suspensions. It is considered that under high sonication energy, there is higher dispersion of shorter nanotubes (cut by sonication) in the paste and/ or a larger adsorption of the SP on the CNT, which results in a significant increase in its cohesion and a lesser availability of SP for dispersing the cement;
- 6. Concerning the CNTs pastes' mechanical behavior, it was observed a significant increase in the compressive and flexural strengths (up to 10 and 30% respectively) for low sonication energies (less than 1000 J/ml). For higher sonication energies, the pastes' compressive and flexural strengths decrease mainly owing to the higher cohesion of the pastes and the consequent higher difficulty of molding, the incorporation of empty spaces, and/or the higher damages suffered by the CNTs;
- As an overall conclusion, it was demonstrated that the sonication parameters of CNTs suspensions can be optimized in order to enhance the CNT–cement paste behavior.

# 5. Acknowledgments

The authors gratefully acknowledge the Brazilian research agencies National Council for Scientific and Technological Development (CNPq) and Santa Catarina Research Foundation (FAPESC) for providing the financial support for this research and the Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel (CAPES) for providing scholarships to the first author.

# 6. References

- Yu M, Files BS, Arepalli S, Ruoff RS. Tensile loading of ropes of single wall carbon nanotubes and their mechanical properties. Physical review letters, v. 84, n. 24, 2000; p. 5552-5555.
- [2] Konsta-Gdoutos MS Metaxa ZS, Shah SP. Highly dispersed carbon nanotube reinforced cement based materials. Cement and Concrete Research, v. 40, 2010; p. 1052-1059.
- [3] Parveen S, Raba S, Fangueiro R. A review on nanomaterial dispersion, microstructure and mechanical properties of carbon nanotube and nanofiber reinforced cementitious composites. Journal of Nanomaterials, v. 2013, 2013; 19 p.
- [4] Yakovlev G, Pervushin G, Maeva I, Keriene J, Pudov I, Shaybadullina A, Buryanov A, Korzhenko A, Senkov S. Modification of construction materials with multi-walled carbon nanotubes. Procedia Engineering, v. 57, 2013; p. 407-413.
- [5] Paula JN, Calixto JM, Ladeira LO, Ludvig P, Souza TCC, Rocha JM, Melo AAV. Mechanical and rheological behavior of oil-well cement slurries produced with clinker containing carbon nanotubes. Journal of Petroleum Science and Engineering, v. 122, 2014; p. 274-279.
- [6] Wang B, Guo Z, Han Y, Zhang T. Electromagnetic wave absorbing properties of multi-walled carbon nanotube/cement composites. Construction and Building Materials, v. 46, 2013; p. 98-103.
- [7] Han B, Sun S, Ding S, Zhang L, Yu X, Ou J. Review of nanocarbon-engineered multifunctional cementitious composites. Composites: Part A, v. 70, 2015; p. 69-81.
- [8] Ma P, Siddiqui NA, Marom G, Kim J. Dispersion and functionalization of carbon nanotubes for polymerbased nanocomposites. Composites: Part A, v. 41, 2010; p. 1345-1367.
- [9] Chen SJ, Zou B, Collins F, Zhao XL, Majumber M, Duan WH. Predicting the influence of ultrasonication energy on the reinforcing efficiency of carbon nanotubes. Carbon, v. 77, 2014; p. 1-10.
- [10] Mendoza O, Sierra G, Tobón JI. Influence of super plasticizer and Ca(OH)<sub>2</sub> on the stability of functionalized multiwalled carbon nanotubes dispersions for cement composites applications. Construction and Building Materials, v. 54, 2014; p. 550-557.
- [11] Carlesso DM. Avaliação do desempenho do aditivo superplastificante de base policarboxilato pré-tratado por sonicação na dispersão de pastas de cimento. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brazil, Masters Dissertation. 2015, p. 135.
- [12] Rastogi R, Kaushal R, Tripathi SK, Sharma AL, Kaur I, Bharadwaj LM. Comparative study of carbon nanotube

dispersion using surfactants. Journal of Colloid and Interface Science, v. 328, 2008; p. 421–428.

- [13] Shah SP, Konsta-Gdoutos MS, Metaxa ZS, Mondal P. Nanoscale modification of cementitious materials. In: Bittnar Z, Bartos PJM, Nemecek J, Smilauer V, Zeman J. Nanotechnology in construction - 3. Proc. NICOM3. Praga: Springer Press, 2009, p. 125-130.
- [14] Rausch J, Zhuang R-C, Mäder E. Surfactant assisted dispersion of functionalized multi-walled carbon nanotubes in aqueous media. Composites: Part A, v. 41, 2010; p. 1038–1046.
- [15] Blanch AJ, Lenehen CE, Quinton JS. Parametric analysis of sonication and centrifugation variables for dispersion of single walled carbon nanotubes in aqueous solutions of sodium dodecylbenzene sulfonate. Carbon, v. 49, 2011; p. 5213-5228.
- [16] Metaxa ZS, Seo JT, Konsta-Gdoutos MS, Hersam MC, Shah SP. Highly concentrated carbon nanotube admixture for reinforced cementitious materials. Cement & Concrete Composites, v. 36, 2013; p. 25-32.
- [17] Al-Rub RK, Ashour AI, Tyson BM. On the aspect ratio effect of multi-walled carbon nanotube reinforcements on the mechanical properties of cementitious nanocomposites. Construction and Building Materials, v. 35, 2012; p. 647-655.
- [18] Sobolkina A, Mechtcherine V, Khavrus V, Maier D, Mende M, Ritschel M, Leonhardt A. Dispersion of carbon nanotubes and its influence on the mechanical properties of the cement matrix. Cement & Concrete Composites, v. 34, 2012; p. 1104–1113.
- [19] Collins F, Lambert J, Duan WH. The influences on the dispersion, workability and strength of carbon nanotube-OPC paste mixtures. Cement & Concrete Composites, v. 34, 2012; p. 201-207.
- [20] Zou B, Chen SJ, Korayem AH, Collins F, Wang CM, Duan WH. Effect of ultrasonication energy on engineering properties of carbon nanotube reinforced cement pastes. Carbon, v. 85, 2015; p. 212-220.
- [21] Isfahani FT, Li W, Redaelli E. Dispersion of multi-walled carbon nanotubes and its effects on the properties of cement composites. Cement & Concrete Composites, v. 74, 2016; p. 154-163.
- [22] Stynoski P, Mondal P, Wotring E, Marsh C. Characterization of silica-functionalized carbon nanotubes dispersed in water. Journal of Nanoparticle Research, v. 15, n. 1396, 2013; 10p.
- [23] Jiang L, Gao L, Sun J. Production of aqueous colloidal dispersions of carbon nanotubes. Journal of Colloid and Interface Science, v. 260, 2003; p. 89-94.
- [24] Grossiord N, Regev O, Loos J, Meuldjik J, Koning CE. Time-dependent study of the exfoliation process of carbon nanotubes in aqueous dispersions by using UV-Visible Spectroscopy. Analytical Chemistry, v. 77, n. 16, 2005; p. 5135-5139.
- [25] Yu J, Grossiord N, Koning CE, Loos J. Controlling the dispersion of multi-wall carbon nanotubes in aqueous surfactant solution. Carbon, v. 45, 2007; p. 618-623.

- [26] Yu H, Hermann S, Schulz SE, Gessner T, Dong Z, Li WJ. Optimizing sonication parameters for dispersion of single-walled carbon nanotubes. Chemical Physics, v. 408, 2012; p. 11-16.
- [27] Alafogianni P, Dassios K, Farmaki S, Antiohos SK, Matikas TE, Barkoula N –M. On the efficiency of UV-Vis spectroscopy in assessing the dispersion quality in sonicated aqueous suspensions of carbon nanotubes. Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects, v. 495, 2016; p. 118-124.
- [28] George N, Bipinbal PK, Bhadran B, Mathiazhagan A, Joseph R. Segregated network formation of multiwalled carbon nanotubes in natural rubber through surfactant assisted latex compounding: A novel technique for multifunctional properties. Polymer, v. 112, 2017; p. 264-277.
- [29] Strano MS, Moore VC, Miller MK, Allen MJ, Haroz CK, Hauge RH, Smalley RE. The role of surfactant adsorption during ultrasonication in the dispersion of single-walled carbon nanotubes. Journal of Nanoscience and Nanotechnology, v. 3, 2003; p. 81-86.
- [30] Bharj J, Singh S, Chander S, Singh R. Experimental study of Cement-CNT composite paste. Indian Journal of Pure and Applied Physics, v. 52(1), 2014; p. 35-38.
- [31] Cwirzen A, Habermehl-Cwirzen K, Penttala V. Surface decoration of carbon nanotubes and mechanical properties of cement/carbon nanotubes composites. Advances in Cement Research, v. 20, n. 2, 2008; p. 65-73.
- [32] Xu S, Liu J, Li Q. Mechanical properties and microstructure of multi-walled carbon nanotube-reinforced cement paste. Construction and Building Materials, v. 76, 2015; p. 16-23.



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

IS	SN: 1983-4195
Co	ontents
Pro	posal of a simplified criterion to estimate second order global effects in reinfo
cor	acrete buildings
R. N	. CUNHA, L. A. MENDES and D. L. N. F. AMORIM
<b>Infl</b>	uence of concrete admixture on the bond strength of reinforced concrete submitt
to I	nigh temperature
V. A	JERÔNIMO, A. C. PICCININI, B. V. SILVA, D. S. S. GODINHO, A. M. BERNARDIN and A. VARGAS
<b>Fac</b>	ctors influencing ultrasonic pulse velocity in concrete
J. P.	GODINHO, T. F. DE SOUZA JUNIOR, M. H. F. MEDEIROS and M. S. A SILVA
<b>An</b> a	alysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation
M. G	B. RITTER, M. L. MENEGOTTO, M. F. COSTELLA, R. C. PAVAN and S. E. PILZ
Eva	aluation of the GPR (1.2 GHz) technique in the characterization of masonry she
of t	he Theatro Municipal do Rio de Janeiro
D. C	. B. CINTRA, P. M. B. MANHÃES, F. M. C. P. FERNANDES, D. M. ROEHL, J. T. ARARUNA JÚNIOR
and	E. S. SÁNCHEZ FILHO
<b>Co</b>	ncrete crack repair analysis with metakaolin-based geopolymer cement
B. J.	FRASSON, F. PELISSERAND and B. V. SILVA
<b>Exp</b>	perimental study on precast beam-column connections with continuity reinform
for	negativebending moments
G. N	1. S. ALVA, M. M. S. LACERDA and T. J. SILVA
<b>Nu</b>	merical model of beam-to-column composite connection between slim floor sy
and	I composite column
R. F	F. KOCHEM and S. DE NARDIN
<b>Rel</b>	iability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit s
rec	ommended by NBR 6118 and 7188
P. H	. C. DE LYRA, A. T. BECK and F. R. STUCCHI
<b>Fire</b>	e behavior of shallow prestressed hollow core slabs from computational mode
D. L	ARAÚJO and G. D. C. PINTO
<b>Lig</b>	htweight concrete with coarse aggregate from ceramic waste at high temperat
L. P.	ASSOS, A. L. MORENO JR. and A. A. A. SOUZA