REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 12, Number 3 June, 2019 ISSN 1983-4195







Slabs strengthened for punching shear with post-installed steel and CFRP connectors M. J. M. PEREIRA FILHO, M. V. P. FREITAS, D. F. A. SANTOS, A. J. C. NASCIMENTO and M. P. FERREIRA

Discussion about progressive collapse of masonry buildings T. R. C. FELIPE and V. G. HAACH

Retarding effect of grinding dust and its influence on the physical-mechanical and rheological properties of cementitious matrices R. D. MARIANO, J. S. ANDRADE NETO, M. R. MORELLI and D. V. RIBEIRO

Plate with holes as shear connector in cold formed steel composite beams O. P. AGUIAR, R. B. CALDAS, F. C. RODRIGUES and H. N .BELLEI

Numerical modeling of circular, square and rectangular concrete columns wrapped with FRP under concentric and eccentric load D. S. OLIVEIRA and R. CARRAZEDO

Reliability analysis of built concrete dam

K. O. PIRES, M. M. FUTAI, T. N. BITTENCOURT and A. T. BECK Thermo-mechanical analysis of mass concrete elements made of rubberized concrete A. C. ALBUQUERQUE, S. B. dos SANTOS, J. L. CALMON and L. C. P. da SILVA FILHO

Pervious concrete made with electric furnace slag (FEA): mechanical and hydraulic properties G. F. B. SANDOVAL, I. GALOBARDES, C. DIAS, A. CAMPOS and B. M. TORALLES

Waste tires and the burning of sugarcane bagasse in the manufacture of concrete pavers (pavers) S. P. S. ALTOÉ, A. SALES and C. H. MARTINS

Thermal simulation of prisms with concrete blocks in a fire situation F. S. RODOVALHO and M. R. S. CORRÊA

Shear strength analysis of slabs without transverse reinforcement under concentrated loads according to ABNT NBR 6118:2014 A. M. D. SOUSA and M. K. EL DEBS

Shrinkage and porosity in concretes produced with recycled concrete aggregate and rice husk ash V. CECCONELLO, B. R. C.SARTORI, M. P. KULAKOWSKI, C. S. KAZMIERCZAK and M. MANCIO

Editorial

Editor

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

Associate Editors

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

Editorial Comission

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

Former Editors

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

Reviewers

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

We are now releasing the third issue of the twelfth volume of the IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 12 Number 3, June 2019), with twelve articles. The issue begins with a discussion on the theoretical estimates of punching shear resistance using ACI 318, Eurocode 2 and ABNT NBR 6118 in the case of slabs without shear reinforcement. The second article aims to discuss the progressive collapse and the behavior of masonry buildings subject to abnormal loads. The third article addresses the feasibility of grinding dust, a waste generated in the clutch disc finishing process, as a retardant additive in cementitious matrices. An alternative shear connector for cold-formed steel-concrete composite beams is proposed in the fourth article. In the fifth article, the finite element method is used to model columns with square, rectangular and circular cross-sections wrapped with fiber reinforced polymers. An application of structural reliability theory to a case study of a built concrete gravity dam is illustrated in the sixth article. The research described in the seventh article investigates if the addition of rubber chips to mass concrete enhances cracking strength due to thermally induced volumetric variations. The eighth article addresses the feasibility of the pervious concrete made with electric furnace slag, discussing mechanical and hydraulic properties. The research described in the ninth article intends to analyze the potential of sugarcane bagasse ash and tire residue in pavers. The objective of the tenth article is to assess the thermal insulation capacity of concrete block masonry in fire conditions. The eleventh article presents contributions to shear strength analysis of slabs without transverse reinforcement under concentrated loads, with a focus on the accuracy level of the shear strength analytical models recommended by ABNT NBR 6118:2014. The issue closes with an article on shrinkage and porosity in concretes produced with recycled concrete aggregate and rice husk ash.

We acknowledge the contribution of authors and reviewers for the quality of this issue.

The Editors



Cover: MICROGRAPHS OF GRINDING DUST OBTAINED BY SCANNING ELECTRON MICROSCOPY

Courtesy: R. D. MARIANO *ET. AL*, UFBA, SALVADOR, 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

Editors José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa (Brazil)

Bernardo Horowitz (Brazil)

Bernardo Tutikian (Brazil

José Márcio Fonseca Calixto (Brazil)

José Tadeu Balbo (Brazil)

Leandro Mouta Trautwein (Brazil)

Mauro Vasconcellos Real (Brazil)

Osvaldo Luís Manzoli (Brazil)

Paulo César Correia Gomes (Brazil)

Rafael Giuliano Pileggi (Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto (Brazil)

Ronaldo Barros Gomes (Brazil)

Túlio Nogueira Bittencourt (Brazil)

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

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

Volume 12, Number 3

694

June, 2019

ISSN: 1983-4195

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Slabs strengthened for punching shear with post-installed steel and CFRP connectors M. J. M. PEREIRA FILHO, M. V. P. FREITAS, D. F. A. SANTOS, A. J. C. NASCIMENTO and M. P. FERREIRA 445 Discussion about progressive collapse of masonry buildings T. R. C. FELIPE AND V. G. HAACH 479 Retarding effect of grinding dust and its influence on the physical-mechanical and rheological properties of cementitious matrices H. M. FRANCKLIN, L. A. C. MOTTA, J. CUNHA, A. C. SANTOS and M. V. LANDIM 486 Plate with holes as shear connector in cold formed steel composite beams O. P. AGUIAR, R. B. CALDAS, F. C. RODRIGUES and H. N .BELLEI 509 Numerical modeling of circular, square and rectangular concrete columns wrapped with FRP under concentric and eccentric load D. S. OLIVEIRA and R. CARRAZEDO 518 Reliability analysis of built concrete dam K. O. PIRES, M. M. FUTAI, T. N. BITTENCOURT and A. T. BECK 551 Thermo-mechanical analysis of mass concrete elements made of rubberized concrete A. C. ALBUQUERQUE, S. B. DOS SANTOS, J. L. CALMON and L. C. P. DA SILVA FILHO 580 Pervious concrete made with electric furnace slag (FEA): mechanical and hydraulic properties G. F. B. SANDOVAL, I. GALOBARDES, C. DIAS, A. CAMPOS and B. M. TORALLES 590 Waste tires and the burning of sugarcane bagasse in the manufacture of concrete pavers (pavers) S. P. S. ALTOÉ, A. SALES and C. H. MARTINS 608 Thermal simulation of prisms with concrete blocks in a fire situation F. S. RODOVALHO and M. R. S. CORRÊA 638 Shear strength analysis of slabs without transverse reinforcement under concentrated loads according to ABNT NBR 6118:2014 A. M. D. SOUSA and M. K. EL DEBS 658 Shrinkage and porosity in concretes produced with recycled concrete aggregate and rice husk ash V. CECCONELLO, B. R. C.SARTORI, M. P. KULAKOWSKI, C. S. KAZMIERCZAK and M. MANCIO

Aims and Scope

Aims and Scope

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

Objectives

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

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

Submission Procedure

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

Contribution Types

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

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

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

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

Internet Access

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

Subscription rate

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

Photocopying

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

Copyright

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

IBRACON

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

Disclaimer

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

Diretoria

Diretoria Biênio 2017/2019

Diretor Presidente Julio Timerman

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

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

Assessor da Presidência – Atuação Construtoras Alexandre Couso – ESSER

Diretor 1º Vice-Presidente Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor 2º Vice-Presidente Bernardo Tutikian

Diretor 1º Secretário Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro Nelson Covas

Diretor de Marketing Hugo Rodrigues

Diretor de Eventos César Daher

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

Diretor Técnico Paulo Helene

Diretor de Relações Institucionais Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica Íria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal Gilberto Antônio Giuzio

Diretora de Atividades Estudantis Jéssika Pacheco

Conselho Diretor Biênio 2017/2019

Sócios Titulares Individuais

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

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

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

Conselheiros Permanentes

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

Objetivos e Escopo

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

Objetivos

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

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

Submissão de Contribuições

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

Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

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

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

Acesso via Internet

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

Assinatura

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

Fotocópias

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

Direitos autorais

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

IBRACON

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

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

Aviso Legal

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



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Slabs strengthened for punching shear with post-installed steel and CFRP connectors

Lajes reforçadas à punção com conectores de aço e PRFC pós-instalados











M. J. M. PEREIRA FILHO * manoelmangabeira1990@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-9622-3863

M. V. P. FREITAS b mvpengenharia@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-9333-2183

D. F. A. SANTOS ^b eng.prof.santos@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-9306-5660

A. J. C. NASCIMENTO ^b alex_aj_nascimento@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-9989-6585

M. P. FERREIRA ^b <u>mpina@ufpa.br</u> https://orcid.org/0000-0001-8905-9479

Abstract

Structural accidents due to punching shear failures have been reported in flat slab buildings. Design recommendations presented by codes can lead to entirely different punching shear resistance estimates for similar situations. Furthermore, design codes do not present guidelines for the design of punching shear strengthening of existing slabs. This paper uses a database with 118 experimental results to discuss the performance of theoretical estimates of punching shear resistance using ACI 318, Eurocode 2 and ABNT NBR 6118 in the case of slabs without shear reinforcement. Another database with results of 62 tests on slabs strengthened with post-installed steel and CFRP dowels is used to evaluate the performance of these strengthening techniques and to propose adaptations in codes to allow their use in punching shear strengthening situations of existing slab-column connections.

Keywords: flat slabs, punching shear, structural strengthening; CFRP, post-installed steel connectors.

Resumo

Acidentes estruturais por punção vêm sendo relatados em edifícios com lajes lisas. As recomendações de projeto apresentadas pelas normas podem levar a estimativas de resistência à punção divergentes para situações semelhantes. Além disso, não são apresentadas orientações para o dimensionamento do reforço à punção de lajes existentes. Este artigo utiliza um banco de dados com 118 resultados experimentais para discutir o desempenho das estimativas teóricas de resistência à punção obtidas usando o ACI 318, o Eurocode 2 e a ABNT NBR 6118 para o caso de lajes sem armadura de cisalhamento. Um outro banco de dados, com resultados de 62 ensaios em lajes reforçadas com conectores pós-instalados de aço e PRFC, é utilizado para avaliar o desempenho destas técnicas de reforço e para apresentar propostas de adaptação das recomendações destas normas para permitir seu uso em situações de reforço à punção de ligações laje-pilar existentes.

Palavras-chave: lajes lisas, punção, reforço estrutural, PRFC, conectores pós-instalados de aço.

University of Brasília, Brasília, DF, Brazil;
 Federal University of Pará, Tucuruí, PA, Brazil.

Received: 28 Oct 2017 • Accepted: 17 Apr 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introduction

Failures in design, construction, use and maintenance phases or changes in the purpose of a building are some of the reasons that can lead to structural strengthening. In flat-slab buildings, the slabcolumn connection is a critical point due to punching shear, which is a brittle failure mode that can bring the structure to fail through progressive collapse. This structural system was developed in the early 20th century and simplifies formwork and reinforcement production, but requires attention since several cases of accidents have been reported. Melo and Regan [1] report that the first structural accident caused by punching shear was of Prest-o-Lite building, which occurred in Indianapolis in 1911. Since then, other cases have been reported in the literature.

Figure 1a presents the case of the collapse of 2000 Commonwealth Avenue building. It was a 16-storey apartment building that collapsed during its construction in 1971 in the city of Boston, USA, victimising



a) 2000 Commonwealth Avenue, 1971 Author: King and Delatte [2]

four workers. King and Delatte [2] present a review of the case and conclude that the accident was caused by the local failure of one slab-column connection of the roof slab, which spread to a large area of the building. During the investigation process, several mistakes and omissions were observed regarding design and construction. In Figure 1b it is possible to see the case of Bullock's Department Store building, whose structure was composed of waffle slabs supported on circular columns. According to Mitchel et al. [3], the collapse occurred in 1994 after an earthquake in California and the lack of post-punching reinforcement caused failure get to spread. Gardner [4] show the causes of the collapse of the Sampoong Department Store (see Figure 1c), which occurred in 1995 in South Korea and concludes that the accident was caused by design and execution failures, leading to 502 fatalities and 937 injuries. Another example of punching shear collapse happened in the Piper Rows Car Park building, shown in Figure 1d, which occurred in 1997 in England, mainly due to corrosion of the flexural reinforcement, as reported by Woods [5].



b) Bullock's Department Store, 1994 Author: www.johnmartin.com [3]



c) Sampoong Department Store, 1995 Author: Gardner et al. [4]

Figure 1 Structural accidents caused by punching shear



d) Piper Rows Car Park, 1997 Author: Woods [5]



Structure overview post-collapse

Connections details before and post-collapse

a) Shopping Mall Rio Poty, 2013. Author: Oliveira et al. [6]



Structure overview post collapse

Position detail of reinforcements and tendons on slab-column connection

b) Residencial Grand Parc, 2016. Author: Coutinho et al. [7]

Figure 2

Structural accidents caused by punching shear in Brazil

In Brazil, two recent accidents, caused by punching shear have been recorded. In the city of Teresina, Piauí, an area of 40,000 m² of Rio Poty Shopping Centre (see Figure 2a) failed during its construction in 2013, with no fatalities. In 2016, in Vitoria, Espírito Santo, the collapse of the leisure area of the residential building Grand Parc (see Figure 2b) occurred, leading to one fatal victim. In both cases, the technical documents available to date (see Oliveira *et al.* [6] and Coutinho *et al.* [7]) are not conclusive but point to several failures in the construction phase of these structures.

The literature review indicates that many of the structural accidents occurring in buildings with flat slabs begin in a localised way, by punching shear, originating from design and construction failures. Soares and Vollum [8] broadly discuss the differences between the current recommendations and those previously used in the United Kingdom for punching shear design of concrete flat slabs and point out that design codes can lead to significantly different resistance estimates for similar situations. This may favour divergences during the design or assessment of a building's resistance. Koppitz *et al.* [9] warn that in cases where there is a need to increase the strength of the structure, the situation is even more critical since there are no code recommendations to guide the professionals involved about the strengthening techniques and calculation methods that must be used.

This paper discusses the performance of international and the Brazilian codes in the assessment of the punching shear resistance of slab-column connections without shear reinforcement. This is done using ACI 318 [10], ABNT NBR 6118 [11] and Eurocode 2 [12, 13, and 14], through comparison between theoretical predictions and experimental resistances. The performance of the codes is evaluated using a broad and updated database, containing carefully selected results from research conducted in Brazil and abroad. The objective is to show the context in which the recommendations currently employed in Brazil are found, providing to the technical community parameters to establish criteria, in the



Figure 3

Punching shear strengthening of slab-column connections with CFRP (adapted from Santos [16])

absence of specific national standardisation for assessment of the punching capacity of flat-slab buildings. After these analyses, a new database, bringing together experimental results of tests on slabs strengthened for punching shear with post-installed steel and CFRP connectors, is presented. These results are used to propose adaptations in the design codes so they can be used to design the punching strengthening of reinforced concrete slab-column connections with steel and PRFC post-installed connectors.

2. Theoretical basis

2.1 Punching shear strengthening techniques

Carbon fibre reinforced polymers (CFRP) can be used in different ways for the punching strengthening of slab-column connections. According to Sissakis and Sheikh [15], they can contribute to increasing both the resistance as well as maximum strain capacity in case collapse. According to Santos [16], the flexible nature of this material allows it to be fixed in different forms, being able to be anchored in a loop shape, in an international technique known as stitch, or being used in a way similar to shear connectors, in a method called dowel, with the anchoring made on the slab surfaces, as shown in Figure 3.

In the stitch technique, the CFRP sheets are cut into strips, saturated with resin and inserted into the slab through holes, forming closed loops similar to stirrups (see Figure 3a). After their placement, the holes must be filled with epoxy resin or high-performance mortar to favour the transference of forces between concrete and the surface of the CFRP. The dowel technique, according to Erdogan *et al.* [17], consists of producing dowels from

the cut of CFRP sheets in rectangular sheets, as shown in Figure 3b. After saturation with epoxy resin, the CFRP sheets are rolled, forming a kind of tube. These tubes are installed inside holes in the slab with the aid of a guide, removed soon after the positioning of the strengthening. Subsequently, the upper and lower ends of the CFRP tube are cut and opened in petal-shaped form and bonded to the surface of the slab to ensure anchorage by filling the holes with epoxy resin or high-performance mortar.

Another option for the punching shear strengthening of existing slab-column connections involves the use of post-installed steel connectors. Different types of connectors are industrially commercialised, and Figure 4a illustrates a model where anchoring is done through a nut and washer system. This strengthening technique can increase both resistance and ductility of slab-column connections. It can also be used with a combination of mechanical anchoring on the bottom surface and epoxy adhesive as a bond mechanism, with the dowels vertically installed (see Figure 4b) or inclined (see Figure 4c), as presented by Ruiz *et al.* [18].

2.2 Methods to estimate the punching shear resistance

ACI 318 [10], ABNT NBR 6118 [11] and Eurocode 2 [12, 13 and 14] present recommendations for the design of reinforced and prestressed concrete flat slabs. In general, these standards assume that the punching shear resistance of slabs without shear reinforcement ($V_{\rm R,c}$) can be estimated based on a stress strength ($\tau_{\rm R}$) acting in a control area ($u_1 \cdot d$). In the case of slabs with shear reinforcement, these codes recommend that the resistance shall be checked for failures occurring: within the shear reinforced zone



Figure 4

Punching shear strengthening of slab-column connections with post-installed steel connectors







a) Failure due to concrete crushing (V_{R,max}) (Adapted from Lips [27])

b) Failure inside the shear-reinforced region $(V_{R,cs})$ (Adapted from Ferreira [28])

c) Failure outside the shear-reinforced region $(V_{R,out})$ (Adapted from Ferreira [28])

Figure 5

Punching shear failure modes in concrete flat slabs with shear reinforcement

 $(V_{\rm R,cs})$; in the outside of the area containing shear reinforcement $(V_{\rm R,out})$; in the vicinity of the column due to crushing of the concrete strut $(V_{\rm R,max})$. Figure 5 presents images of these failure modes as described in the literature.

There are no code recommendations to estimate the punching shear resistance of slab-column connections strengthened with post-installed steel or CFRP connectors. In the case of post-installed steel connectors, it is usual to assume that, if installation mechanisms are efficient, the same criteria established for preinstalled reinforcement are valid. In the case of strengthening with CFRP, ACI 440.2R [19] is the primary reference and presents recommendations for shear reinforcement applications in beams and columns, but not for flat slabs.

In cases where shear strengthening involves the structural element entirely, ACI 440.2R [19] recommends that the maximum deformation in the fibre shall be limited to 0.004 for the design. This limitation is based on the practical observation that, in the case

of shear, before the fibre failure, the concrete contribution came from aggregate interlock is lost, as reported by Priestley *et al.* [20]. Table 1 presents a summary of the normative recommendations for the prediction of punching shear resistance of slabs without shear reinforcement. It also presents adaptations proposed for these codes so they can be used for design in strengthening situations. The safety factors used to reduce the resistance of the CFRP in the adjustments of Eurocode 2 [12, 13 and 14] and ABNT NBR 6118 [11] are based on the values proposed by *fib* Bulletin 14 [21]. Figure 6 illustrates the control perimeters used in the calculation of the punching resistance of the slabs in the databases.

3. Evaluation of the performance of theoretical methods

The safety factors were removed from all equations summarised in Table 1 to evaluate the performance of the theoretical punching



c) NBR 6118

Figure 6 Control perimeters

Table 1

Summary of the methodology to estimate the punching shear resistance of slabs

| Code | Slabs without shear reinforcement | Slabs strengthened for shear |
|------------|--|---|
| | $V_{Rdc} = \emptyset \cdot \tau_{Rc} \cdot u_1 \cdot d$ | $V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rdcs} = \eta_c \cdot V_{Rdc} + \emptyset \cdot A_{sw} \cdot \sigma_{wd} \cdot (d/s_r) \\ V_{Rdout} = \emptyset \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot u_{out} \cdot d \\ V_{Rdmax} = k_{sys} \cdot V_{Rdc} \end{cases}$ |
| ACI 318 | $\tau_{Rc} = \min \begin{cases} 0.083 \cdot (40 \cdot d/u_1 + 2) \cdot \sqrt{f_c}' \\ 0.17 \cdot (1 + 2/[a/b]) \cdot \sqrt{f_c}' \\ 0.33 \cdot \sqrt{f_c}' \end{cases}$ Ø = 0.75 | $\sigma_{wd} = \begin{cases} f_{yw} \le 420 \text{ MPa} & (\text{steel connectors}) \\ 0.004 \cdot E_{CFRP} \le 0.75 \cdot \varepsilon_{fu} \cdot E_{CFRP} & (\text{CFRP}) \end{cases}$ $\eta_c = \begin{cases} 0.50 & (\text{CFRP}) \\ 0.75 & (\text{steel connectors}) \end{cases}$ $k_{sys} = \begin{cases} 1.5 & (\text{CFRRP}) \\ 2.0 & (\text{steel connectors}) \end{cases}$ |
| Eurocode 2 | $V_{Rdc} = \tau_{Rdc} \cdot u_1 \cdot d \ge v_{\min} \cdot u_1 \cdot d$ $\tau_{Rdc} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$ Where: $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{2/3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ $k = 1 + \sqrt{200 / d} \le 2$ $\rho \le 0.02$ $\gamma_c = 1.5$ | $V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rdcs} = 0.75 \cdot V_{Rdc} + A_{sw} \cdot \sigma_{wd} \cdot (1.5 \cdot d/s_r) \le 1.5 \cdot V_{Rdc} \\ V_{Rdout} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d \\ V_{Rd\max} = \frac{0.24}{\gamma_c} \cdot f_{ck} \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot u_0 \cdot d \end{cases}$ $\sigma_{wd} = \begin{cases} (250 + 0.25 \cdot d) \le \frac{f_{yw}}{\gamma_s} & \text{(steel connectors)} \\ \frac{0.004 \cdot E_{CFRP}}{\gamma_{CFRP}} \le \frac{0.75 \cdot \varepsilon_{fu} \cdot E_{CFRP}}{\gamma_{CFRP}} & \text{(CFRP)} \end{cases}$ $\gamma_s = 1.30 \begin{cases} \text{value suggested by the authors in the absence of} \\ \text{experimental validation for each type of strengthening} \end{cases}$ $\gamma_{CFRP} = \begin{cases} 1.20 \text{ for applications with high degree of quality control} \\ 1.35 \text{ for applications with normal quality control or} \\ \text{under difficult on-site working conditions} \end{cases}$ |
| NBR 6118 | $V_{Rdc} = \tau_{Rdc} \cdot u_1 \cdot d$ $\tau_{Rdc} = \frac{0.182}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$ where: $k = 1 + \sqrt{200/d}$ $\gamma_c = 1.4$ | $V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rdcs} = 0.77 \cdot V_{Rdc} + A_{sw} \cdot \sigma_{wd} \cdot (1.5 \cdot d/s_r) \le 1.5 \cdot V_{Rdc} \\ V_{Rdout} = \frac{0.182}{\gamma_c} \cdot (1 + \sqrt{200/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d \\ V_{Rdmax} = \frac{0.324}{\gamma_c} \cdot f_{ck} \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot u_0 \cdot d \end{cases}$ • steel connector $\sigma_{wd} = \begin{cases} f_{ywd} \le \frac{345}{\gamma_s} \text{ MPa for } h \le 150 \text{ mm} \\ f_{ywd} \le \frac{228.75 + 0.775 \cdot h}{\gamma_s} \le \frac{500}{\gamma_s} \text{ MPa for } h > 150 \text{ mm} \end{cases}$ • CFRP connector $\sigma_{wd} = \frac{0.004 \cdot E_{CFRP}}{\gamma_{CFRP}} \le \frac{0.75 \cdot \varepsilon_{fu} \cdot E_{CFRP}}{\gamma_{CFRP}} \\ \gamma_s = 1.30 \begin{cases} \text{value suggested by the authors in the absence of experimental validation for each type of strengthening} \\ 1.20 \text{ for applications with high degree of quality control} \\ 1.35 \text{ for applications with normal quality control or under difficult on-site working conditions} \end{cases}$ |

shear resistances (V_{teo}). Furthermore, for the concrete strength of the slabs, the values reported by the authors were considered, which are in general average strengths. The maximum shear force measured in the experimental tests (V_{u}) was then compared with the theoretical strength (V_{teo}).

3.1 Slabs without shear reinforcement

The literature review allowed the collection of results from 340 tests on reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement, with symmetrical loading and with failure declared by the authors as punching shear. In order not to jeopardise the analyses, the sample space was filtered to eliminate results that are not representative of engineering practice. The criteria used to remove experimental specimens from the database were: effective depth less than 85 mm; compressive strength of concrete less than 20 MPa; flexural reinforcement with yield stress less than 300 MPa and greater than 700 MPa; omission of relevant information for calculation according to the codes. Table 2 summarises the process of collecting and assembling the database of slabs without shear reinforcement.

Table 3 presents a summary of the specimens' characteristics that effectively compose the database in the case of slabs without shear reinforcement. This final database consists of 118 samples tested by 19 different authors between 1956 and 2012. The table shows: the number of slabs per author; the size of the column side, for square columns, or the diameter, for circular columns, defined as (*c*); the geometry of the column cross-section, where "C" denotes columns with circular section and "S" refers to the columns with square section; the flexural reinforcement ratio (ρ); the average compressive strength of concrete reported by the authors (f_c); and the maximum shear force measured in the tests (V_u).

Figures 7 to 9 show the variation effect of some parameters on the performance of theoretical estimates of the punching shear resistance. The influence of the concrete compressive strength (f_c),

Table 2

Process to form the database with slabs without shear reinforcement

| | NI0 - 4 | Slabs remaining after the filter | | | | | | | |
|--------------------------------------|----------------|----------------------------------|-------------------------|--|---------------------|--|--|--|--|
| Author | N° of slabs | d < 85 mm | f _c < 20 MPa | f _{ys} < 300 MPa and f _{ys} > 700 MPa | Lack of information | | | | |
| Elstner and Hognestad (1956) [29] | 24 | 24 | 19 | 17 | 17 | | | | |
| Kinnunem and Nylander (1960) [30] | 12 | 12 | 12 | 12 | 4 | | | | |
| Moe (1961) [31] | 13 | 13 | 13 | 11 | 5 | | | | |
| Bernaert and Puech (1966) [32] | 20 | 20 | 13 | 6 | 6 | | | | |
| Manterola (1966) [33] | 12 | 12 | 12 | 3 | 3 | | | | |
| Yitzhaki (1966) [34] | 16 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| Mowrer and Vanderbilt (1967) [35] | 25 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| Schaeidt <i>et al.</i> (1970) [36] | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | |
| Vanderbilt (1972) [37] | 15 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| Ladner (1973) [38] | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | |
| Marti <i>et al.</i> (1977) [39] | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | |
| Kinnunen <i>et al.</i> (1978) [40] | 8 | 8 | 8 | 4 | 0 | | | | |
| Schaefers (1978) [41] | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | | | | |
| Pralong <i>et al.</i> (1979) [42] | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | |
| Regan <i>et al.</i> (1979) [43] | 10 | 3 | 3 | 3 | 0 | | | | |
| Rankin and Long (1987) [44] | 27 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| Regan (1986) [45] | 23 | 13 | 11 | 11 | 11 | | | | |
| Tolf (1988) [46] | 8 | 8 | 8 | 4 | 4 | | | | |
| Gardner (1990) [47] | 18 | 9 | 7 | 0 | 0 | | | | |
| Lovrovich and McLean (1990) [48] | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| Marzouk and Hussein (1991) [49] | 17 | 14 | 10 | 10 | 10 | | | | |
| Ramdane (1993) [50] | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | | | | |
| Tomaszewicz (1993) [51] | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | | | | |
| Hallgren (1996) [52] | 7 | 7 | 7 | 7 | 6 | | | | |
| Li (2000) [53] | 6 | 6 | 6 | 6 | 0 | | | | |
| Birkle and Dilger (2008) [54] | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | | | | |
| Guandalini <i>et al.</i> (2009) [22] | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | | | | |
| Sundquist and Kinnunen (2004) [55] | 3 | 3 | 3 | 0 | 0 | | | | |
| Marzouk and Hossin (2007) [56] | 8 | 8 | 8 | 8 | 0 | | | | |
| Marzouk and Rizk (2009) [57] | 11 | 11 | 11 | 11 | 0 | | | | |
| Lips <i>et al.</i> (2012) [58] | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | | | | |
| Slabs remaining | 340 | 223 | 203 | 165 | 118 | | | | |

Table 3

Summary of the characteristics of the slabs in the database without shear reinforcement

| Authors | N° of slabs | с (mm) | Column shape | d (mm) | ρ (%) | f _c (MPa) | V _u (kN) |
|-------------------------------|----------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|-------------------------|------------------------|
| Elstner and Hognestad [29] | 17 | 254-356 | S | 114-121 | 0.5-3.7 | 20-51 | 200-578 |
| Kinnunem and Nylander [30] | 4 | 150-300 | С | 117-128 | 0.8-1.1 | 30.8-34.9 | 255-430 |
| Moe [31] | 5 | 203-305 | S | 114 | 1.1-1.5 | 20.8-24.5 | 343-433 |
| Bernaert and Puech [32] | 6 | 203 | S | 114-124 | 1.0-1.7 | 20.6-41.4 | 328-439 |
| Manterola [33] | 3 | 100-450 | S | 107 | 0.5 | 26.4-34.2 | 175-294 |
| Schaeidt et al. [36] | 1 | 500 | С | 240 | 1.3 | 34.9 | 1662 |
| Ladner [38] | 1 | 226 | С | 109 | 1.2 | 39.7 | 362 |
| Marti <i>et al.</i> [39] | 1 | 300 | С | 143 | 1.5 | 43.2 | 628 |
| Schaefers [41] | 2 | 120-210 | С | 113-170 | 0.6-0.8 | 23.1-23.3 | 280-460 |
| Pralong <i>et al.</i> [42] | 1 | 300 | С | 171 | 1.2 | 32.8 | 626 |
| Regan [45] | 11 | 54-250 | S | 93-200 | 0.8-1.5 | 29-53.3 | 170-825 |
| Tolf [46] | 4 | 250 | С | 197-200 | 0.5-0.8 | 28.6-31.7 | 444-603 |
| Marzouk and Hussein [49] | 10 | 150-300 | S | 90-120 | 0.7-2.1 | 42-80 | 249-645 |
| Ramdane [50] | 15 | 150 | С | 98-102 | 0.6-1.3 | 33.6-127 | 169-405 |
| Tomaszewicz [51] | 13 | 100-200 | S | 88-275 | 1.5-2.6 | 64.3-119.0 | 330-2450 |
| Hallgren [52] | 6 | 250 | С | 194-202 | 0.3-1.2 | 84.1-108.8 | 565-1041 |
| Birkle and Dilger [54] | 3 | 250-350 | S | 124-260 | 1.1-1.5 | 31.4-36.2 | 483-1046 |
| Guandalini <i>et al.</i> [22] | 11 | 130-260 | S | 96-464 | 0.25-1.5 | 27.6-40.5 | 118-2153 |
| Lips <i>et al.</i> [58] | 4 | 130-340 | S | 193-353 | 1.5-1.6 | 30.5-42.5 | 1135-2491 |



Figure 7

Influence of f_c in the theoretical prediction of resistance of slabs without shear reinforcement

the flexural reinforcement ratio (ρ) and of the effective depth of the slab (*d*) were evaluated

These analyzes were carried out from the distribution of the ratio between the maximum punching shear resistance (V_u) measured in the tests and the strength predicted by each code (V_{teo}) . In these graphs, the solid lines represent the ideal limit, where the experimental strength would be equal to the theoretical estimate $(V_u = V_{teo})$, with the safety coefficients assumed equal to 1.0. The dashed lines represent the limit considering the theoretical resistance reduced according to the values of safety coefficients in Table 1. In parallel, in Figures 7d, 7e, 7f to 9d, 9e and 9f, analyses in three ranges of values for each parameter are performed, where it is seen the average, maximum and minimum values, standard deviation and coefficient of variation of results for each range of values analysed.

Results of Figure 7 show that ACI 318 [10] presents scattered estimates. It is notable that assuming the influence of the compressive strength of concrete on the punching shear resistance as being proportional to the square root of f_c can lead to unsafe estimates and that the limitation imposed in these equations

 $(f_c \le 69 \text{ MPa})$ is essential to control this trend. Regarding the influence of the compressive strength of concrete, still in Figure 7, it is possible to notice that ABNT NBR 6118 [11] presents slightly better performance than Eurocode 2 [12], what is a consequence of the limitations imposed by Eurocode 2 [12] for the consideration of the flexural reinforcement ratio (ρ) and the size effect (*k*).

Figure 8 shows the influence of flexural reinforcement ratio (ρ) on punching shear resistance of the tested slabs. As ACI 318 [10] ignores this parameter, it tends to underestimate the strength of slabs with values of ρ greater than 1% and to produce a significant number of unsafe predictions for slabs with ratios below 1%. It must be highlighted that for slabs with low reinforcement ratios ($\rho < 0.6\%$), both ABNT NBR 6118 [11] and Eurocode 2 [12] also present a significant number of theoretical strength predictions higher than those observed experimentally. On the other hand, for slabs with ρ greater than 2%, Figures 8e and 8f shows that, based on this database, it is not clear the need to limit the flexural reinforcement ratio as $\rho \leq 2.0$, as adopted in Eurocode 2 [12]. The effect of this limitation has left the Eurocode 2 [12] predictions, in this range, more conservative and scattered.



Figure 8

Influence of ρ in the theoretical prediction of resistance of slabs without shear reinforcement



Figure 9

Influence of d in the theoretical prediction of resistance of slabs without shear reinforcement



Figure 10

Accuracy of code prediction for slabs without shear reinforcement





Figure 9 discusses the influence of the effective depth of the slabs (d) on the performance of the theoretical predictions from design codes. As ACI 318 [10] does not takes into account the size effect in its equations, it shows a trend of unsafety results for slabs with an effective depth greater than 200 mm. Slab PG3 from Guandalini et al. [22], which combines low flexural reinforcement ratio (ρ = (0.33%) and a large thickness (d = 456 mm), presents theoretical strength significantly higher than the one observed in the experimental test. Figure 9 also shows that ABNT NBR 6118 [11] maintains a constant average of the $V_{\rm u}/V_{\rm NBR}$ ratio in all ranges of d, while Eurocode 2 [12] tends to underestimate the punching resistance of thin slabs (d < 100 mm), a consequence of the limit of $k \le 2.0$. Figure 10 graphically presents a general analysis of the performance of the theoretical strengths predicted by codes for slabs without shear reinforcement. This figure compares the trend line of the results (dashed line in the picture) with the ideal situation $(V_{\mu} = V_{teo})$, represented by the solid line. This figure also presents: the linear correlation coefficient of the results (R²); the average of the results (AVE.); the coefficient of variation (C.o.V.); the standard deviation (S.D.) and percentage of unsafe results (U.R.), assumed as the cases where $V_{\rm u}/V_{\rm Rc\,teo}$ < 1. Figure 11 graphically shows the evaluation of the performance of theoretical methods, rated according to the criterion of Collins [23], called Demerit Points Classification (DPC), presented in Table 4. This classification consists of assigning a demerit scale calculated from the sum of the products of V_{μ}/V_{teo} by the corresponding score. Table 5 presents

the demerit scale proposed by Collins for V_u/V_{teo} values. ACI 318 [10] showed the worst correlation between the experimental results and the theoretical predictions, with results of coefficient of variation equal to 25.7% and R² equal to 0.72. It is important to note that, despite the wide dispersion of results, ACI 318 [10] showed a low percentage (16.8%) of unsafe estimates ($V_u/V_{Rc,ACI} < 1$). This is due to its high average (1.32) which maintains most of its results in favour of safety. ACI 318 [10] presented 55% of its results classified, according to DPC, as conservative. Nevertheless, 6.7% of its results are classified as dangerous, contributing to the high penalty attributed to this code. ACI 318 [10] was the most penalised code in this analysis, having the worse performance according to DPC.

The recommendations of Eurocode 2 [12] and ABNT NBR 6118 [11], which are based on CEB-FIP MC90 [24], presented similar trends regarding dispersion, with a coefficient of variation of 16.2% and 14.1%, R² of 0.964 and 0.970 and average of 1.10 and 0.97, respectively. It is worth mentioning that ABNT NBR 6118 [11] was the one with the best performance, with the best results of coefficient of variation, R² and average, being the least penalised by DPC. However, it should also be noted that 54.4% of the results were $V_{\rm u} / V_{\rm NBR} < 1.0$. As most of these values were above 0.85, this fact was ignored by DPC, which considers this as a zone of values with appropriate safety (0.85 < $V_{\rm u} / V_{\rm R,teo} \leq 1.30$).

3.2 Slabs strengthened for punching shear

A database with results of 62 experimental tests was used to evaluate the performance of the adjustments proposed in Table 1 to use ACI, EC2 and NBR 6118 for the punching shear design of slabs strengthened with post-installed steel and CFRP connectors. Table 5 presents a summary of the characteristics of the slabs used in this database. In this table, the symbology used to describe

Table 4

Demerit scale according to Collins [23]

| V _u /V _{R.teo} | Rating | Penalty |
|------------------------------------|------------------------|---------|
| < 0.50 | Extremely dangerous | 10 |
| [0.50 – 0.65] | Dangerous | 5 |
| [0.65 – 0.85] | Low safety | 2 |
| [0.85 – 1.30] | Appropriate safety | 0 |
| [1.30 – 2.00] | Conservative | 1 |
| ≥ 2.00 | Extremely conservative | 2 |

Table 5

Characteristics of the slabs strengthened against punching shear

| Authors | N° slabs | Reinforcement | d (mm) | c (mm) | Column shape* | ρ (%) | f _c (MPa | Hole/ layer | N° layers | s₀ (mm) | s _r (mm) | V _u (kN) |
|--|-------------|---------------|-----------|-----------|------------------|-----------------|------------------------|----------------|--------------|------------|------------------------|------------------------|
| Binici (2003) [59] | 9 | S | 114 | 304 | S | 1.9 | 28 | 4-8 | 8 | 29 | 58 | 595-778 |
| Binici and Bayrak (2005) [60] | 2* | S | 57 | 150 | S | 0.5 | 24 | 4 | 8 | 14 | 29 | 138-154 |
| Erdogan <i>et al.</i> (2010) [17] | 5 | D | 114 | 300 | S | 1.4 | 26-35 | 3-5 | 8 | 57-60 | 60-86 | 571-657 |
| Erdogan <i>et al.</i> (2011) [61] | 4 | D | 114 | 125-375 | S and R | 1.4 | 29-32 | 3 | 8 | 57 | 57 | 571-657 |
| Rodrigues <i>et al.</i> (2015) [62] | 3* | D | 47 | 150 | S | 1.1 | 40 | 3-4 | 8 | 23 | 35 | 105-125 |
| Sissakis (2007) [15] | 12 | S | 120 | 85 | S | 1.5-2.2 | 27-36 | 6-12 | 6-12 | 30 | 90 | 550-775 |
| Santos (2014) [16] | 11 | DeS | 135-145 | 300 | S | 1.4-1.6 | 44-58 | 8-12 | 6-8 | 70 | 90 | 818-1185 |
| Carvalho (2001) [25] | 8 | С | 99-107 | 120 | S | 1.2-1.5 | 40-44 | 8 | 2-3 | 49-51 | 49-51 | 301-458 |
| Ruiz <i>et al.</i> (2010) [18] | 9 | С | 210 | 260 | S | 1.0-1.5 | 28-37 | 4-12 | 3-6 | 150-200 | 125-200 | 974-1690 |
| Wörle (2014) [26] | 4 | С | 155 | 300 | С | 2.2 | 36-38 | 8 | 4 | 59 | 96 | 612-937 |

* These slabs were removed from the analyses because they had a shallow effective depth.

the type of strengthening was: D and S for CFRP strengthening of types dowel and stitch; and C for strengthening with post-installed steel connectors. Table 5 also presents: the number of holes per strengthening layer; the number of strengthening layers; the distance between the first strengthening layer and the column face (s_0) ; and the distance between successive layers of strengthening (s_r) . It should be noted the difficulty of finding experimental results of tests on slabs with post-installed shear reinforcement.

In Figures 12, 13 and 14, the results of tests where the authors inform that the failure occurred within the reinforcement region are used to discuss both the performance of the different strengthening techniques and the response of the calculation methodology presented in Table 1. The red triangles in these figures indicate

test results with post-installed steel connectors with mechanical anchorage at both ends (see Carvalho [25]). Figure 12 shows the influence of the strengthening increment, measured by the ratio between the estimated contribution from the strengthening material and the resistance of an equal slab, but without shear reinforcement ($V_{\text{Rs.teo}}/V_{\text{Rc.teo}}$), in the increase of punching shear resistance, given by the ratio between the ultimate shear force measured in the tests and the estimated punching shear resistance for the case without shear reinforcement ($V_{u}/V_{\text{Rc.teo}}$). The distribution of the results is confronted by a solid line showing the trend of the codes prediction for the failure within the region of the reinforcement ($V_{\text{Rc.teo}}$) and dashed lines indicating the limitation due to crushing of the strut (V_{Rmax}).



Figure 12

Performance of strengthening methods according to the proposed methodology



Figure 13

Influence of the increment in the shear strengthening ratio in the strength predictions for slabs failing inside the shear reinforced region

Figures 12a, 12b and 12c show that the three strengthening techniques evaluated may be efficient and have similar overall performance about their capacity of increasing punching shear resistance. In the case of methods with post-installed steel connectors, the tests of Ruiz et al. [18] were those that showed better performance. The authors were able to obtain increases of resistance of about 74% in comparison to the strength of the reference slab, without shear reinforcement. For all codes, the test results with steel connectors are those that show the best correlation with the trend of $V_{\rm Res teo}$, expressed by the solid line in these figures. In the case of CFRP strengthening, the tests of Santos [16] with the stitch strengthening technique were the ones that achieved better performance, showing a slightly higher performance than the dowel technique. The author achieved increases of resistance of up to 93% compared to the reference slab. In general, the tests of Sissakis and Sheikh [15] and Wörle [26] make it clear that it is fundamental to respect the limits and the detailing rules usually recommended for pre-installed shear reinforcement to obtain an adequate performance of the strengthening method.

Figure 12a shows that the proposal for ACI 318 [10] would be the method with the highest dispersion between the theoretical results and those observed experimentally. In many cases the predictions would be very conservative, that is, with estimated resistances more than twice as low as those measured experimentally. It should also be noted that in the case of the proposal for ACI 318 [10], the small percentage of unsafe results is only guaranteed by the conservativeness of its maximum strength predictions ($V_{\rm Rmax}$). Among theoretical methods, Figure 12b shows that the proposed adjustments for ABNT NBR 6118 [11] would lead to a lower dispersion between theoretical and experimental results, but the equation for $V_{\rm Rcs}$, whose trend is represented by the solid line, loses correlation with the experimental basis for values of $V_{\rm Rs}$ / $V_{\rm Rc}$ > 0.75. For the proposed adaptation to



Figure 14

Performance of code provisions for failure inside the shear-reinforced region (ignoring limitations proposed in Table 1)



Figure 15

Accuracy of proposed adjustments for the assessment of the resistance of slabs strengthened with post-installed steel and PRFC connectors

Eurocode 2 [12] [13] [14] (see Figure 12c), it is observed that the correlation between its equation for $V_{\rm Rcs}$ and the database is slightly better than what was found for the adaptation of ABNT NBR 6118 [11]. It is also seen that the efficiency limitation of the strengthening in $1.5V_{\rm Rc}$ is adequate and guarantees a good percentage of results in favour of safety.

Figure 13 shows the influence of increasing the strengthening ratio on the resistance predictions for slabs failing within the shear reinforcement region. It is observed in Figure 13a that in the case of the adaptation proposal made to ACI 318 [10], there is a tendency to underestimate the punching shear resistance in the case of slabs where the ratio $V_{\rm Rc}/V_{\rm Rc} < 1.0$ and to overestimate the strength in cases where $V_{\rm RS}/V_{\rm Rc} > 1.5$. Figures 13b and 13c show that the strengthening efficiency limitation in $V_{\rm Rcs} \leq 1.5V_{\rm Rc}$, proposed to

ABNT NBR 6118 [11] and Eurocode 2, reduces or even eliminates the trend to overestimate the resistance of slabs failing within the strengthened region. Figure 14 illustrates what would be the trend of these standards if this limitation were not used.

Figure 15 presents the accuracy analysis and the statistical analysis of the proposals to verify the resistance of slabs strengthened for punching shear. Figure 16 graphically illustrates the evaluation result of these proposals according to DPC. The use of ACI 318 [10] and Eurocode 2 would lead to conservative resistance estimates. The ACI 318 [10] would perform worse than Eurocode 2 according to DPC, since it presented a large percentage of resistance estimates classified in the range of extremely conservative results. The proposed adaptation to ABNT NBR 6118 [11] showed a good correlation with the experimental basis, with average



Figure 16

Performance of codes for slabs strengthened against punching according to Collins [23]

results V_u / $V_{R,NBR}$ of 1.15, the coefficient of variation of 13.0% and R² of 0.85, including the best performance according to the criterion of Collins [23].

4. Conclusions

This paper presented a summary of structural accidents due to punching shear failure in Brazil and abroad, and their review indicates that most of them originated from faults in the design and construction stages. This conclusion must be seen as an alert to the technical community, since design codes present recommendations that can lead to different estimates of resistance to similar situations, according to Soares and Vollum [8], among others. Also, if there is a need for strengthening, there is a lack of standardisation, both for the design and for the execution, a fact alerted by Koppitz *et al.* [9].

In the case of slabs without shear reinforcement, the analyses showed that ACI 318 [10] does not present a good correlation of its theoretical results with the trend of experimental results since it ignores essential parameters in its equations, such as the flexural reinforcement ratio and the size effect. About Eurocode 2 [12], considering this database, it was not observed any mechanical reason to justify the limitations imposed in the equations for the size effect and the flexural reinforcement ratio terms. Although they reduced the percentage of unsafe theoretical results, these limitations increased the dispersion, reducing the performance according to the criterion of Collins [23]. About the current version of the Brazilian code, a better correlation between theoretical and experimental results was observed, but with many results where the ratio between the experimental resistance (V_{u}) and theoretical resistance (V_{teo}) resulted in values slightly less than 1.0. As in the criterion of Collins [23] the adequate safety range is established as varying from 0.85 to 1.30, ABNT NBR 6118 [11] was the code with the best-rated performance. The analysis of the slabs strengthened for punching shear showed that the three methods evaluated can be efficient and increase the load-carrying capacity as long as the usual detailing rules are respected. About the adjustments proposed to the theoretical approaches of calculation, the proposed adaptations to ACI 318 [10] and Eurocode 2 [12] [13] [14] were the most scattered compared to the database, and their safety is guaranteed by the conservatism directly related to the recommendations for $V_{\rm R,out}$ and $V_{\rm R,max}$. The proposal presented for ABNT NBR 6118 [11] was the one that showed the best correlation with the database, but it was observed that it is fundamental to impose limits for the maximum performance of the strengthening, here considered as $V_{\text{Res}} \leq 1.5 V_{\text{Re}}$, to avoid unsafe estimates in the case of slabs failing within the shear strengthened region.

5. References

- MELO, G. S.; REGAN, P. E. Post-punching resistance of connections between flat slabs and interior columns. Magazine of Concrete Research, London, V. 50, No 4, pp. 319-327, 1998.
- [2] KING, S.; DELATTE, N. J. Collapse of 2000 commonwealth avenue: Punching shear case study. Journal of Performance of Constructed Facilities, pp.54-61, 2004.

- [3] MITCHELL, D.; DEVALL, R. H.; SAATCIOGLU, M.; SIMP-SON, R.; TINAWI, R.; TREMBLAY, R.; Damage to concrete structures due to the 1994 Northridge earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering, V. 22, pp.361-377, 1995.
- [4] GARDNER, N.J.; HUH, J.; CHUNG, L.; Lessons from the Sampoong department store collapse. Cement e Concrete Composites, V. 24, pp.523-529. 2002.
- [5] WOODS, J. G. M. Pipers row car park, Wolverhampton: Quantitative study of the cause of the partial collapse on 20th March 1997.
- [6] OLIVEIRA, P. R. F.; ANDRADE, A. A.; PINTO, D. A. M.; MA-TOS JÚNIOR, H. S.; ARAÚJO; J. B. S.; MORAIS, M. G. N. O.; SEABRA, M. S. G. A.; MENDES, P. T. C.; TEIXEIRA, P. W. G. N.; SOUZA, S. A. C. e REINALDO, T. S. Relatório Técnico Sobre o Desabamento da Obra do Shopping Rio Poty. Relatório Técnico, CREA/PI, Teresina. 2013.
- [7] COUTINHO, H. B.; NOGUEIRA, G. S. e OLIVEIRA, A. B. Vistoria Técnica Referente ao Desabamento da Estrutura da Laje PUC/Lazer do Condomínio do Residencial Grand Parc. Relatório de Vistoria Técnica Estrutural. Vitória. 2016.
- [8] SOARES, L.F.S.; VOLLUM, R.L. Comparison of punching shear requirements in BS 8110, EC2 and MC2010. Magazine of Concrete Research, V. 67 No 24, pp.1315-1328. Jun, 2016.
- [9] KOPPITZ, R.; KENEL, A.; KELLER, T. Effect of load history on punching shear resistance of flat slabs. Engineering Structures, V. 90, pp.130-142. 2015.
- [10] ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. 2014.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto: Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.
- [12] EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures— Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium. 2004.
- [13] EN 1992-1-1:2004/AC:2010. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium.. 2010.
- [14] BS EN 1992-1-1:2004/prA1:2013. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium.. 2014.
- [15] SISSAKIS, K. SHEIKH, A. Strengthening Concrete Slabs for Punching Shear with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Laminates. ACI Structural Journal, 2007.
- [16] SANTOS. G. S. Aplicação de mantas de polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento em lajes lisas de concreto armado: avaliação experimental e analítica. Tese, Universidade de Brasília, DF, Brasília, 2014.
- [17] ERDOGAN, H. BINICI, B.; OZCEBE, G. Improvement of punching strength of flat plates by using carbon fiber reinforced polymer (CFRP) dowels. PhD Thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 224p. 2010.
- [18] RUIZ, M. F., MUTTONI, A. e KUNZ, J. Strengthening of Flat Slabs Against Punching ShearUsing Post-Installed Shear Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 107,pp. 434-442. July-Aug, 2010.

- [19] ACI 440.2R-02. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- [20] PRIESTLEY, M. J. N., SEIBLE, F. e CALVI, M. Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley e Sons, USA, 705 p, 1996.
- [21] Fédération Internationale du Béton. fib Bulletin 14 Externally bonded FRP Reinforcement for RC Structures. Technical Report, Lausanne, Switzerland, 2001.
- [22] GUANDALINI S., BURDET O.L., MUTTONI A. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. ACI Structural Journal, Vol.106, pp. 87–95. Jan.-Feb. 2009.
- [23] COLLINS, M.P. Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design. 2001.
- [24] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford. 1993.
- [25] CARVALHO. J. S. de. Lajes Cogumelo de Concreto Armado Reforçadas ao Puncionamento com Parafusos de Alta Resistência. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, DF, Brasília, 2001.
- [26] WÖRLE P. Enhanced shear punching capacity by the use of post-installed concrete screws. Engineering Structures 60, pp.
- [27] LIPS, S. Punching of Flat Slabs with Large Amounts of Shear Reinforcement. Tese de Doutorado. École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Suíça. 2012.
- [28] FERREIRA, M. P. Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de Cisalhamento e Momentos Desbalanceados. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. 2010.
- [29] ELSTER e HOGNESTAD. Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs. ACI Journal, Proceedings. V. 53, No 1 Julho. 1956.
- [30] KINNUNEN, S. e NYLANDER, H. Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement. Transactions Nº 158, Royal Institute of Technology, Stockholm. 1960.
- [31] MOE, J. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads. Bulletin N° D47, Portland Cement Association Research and Development Laboratories, Illinois. 1961.
- [32] BERNAERT, M., PUECH, M. Compte Rendu des Travaux du Groupe de Travail Poinçonnement. Comité Européen du Béton: Dalles, Structures planes. CEB-Bull. d'Information No. 57, Paris. 1966.
- [33] MANTEROLA, M. Poinçonnement de Dalles Sans Armature D'effort Tranchant. Comité EuroPéEN du Béton: Dalles, Structures Planes, CEB-Bull d'Information No 58, Paris. 1966.
- [34] YITZHAKI, D. Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs. ACI Journal Proceedings. Vol. 66, pp 527-540. 1966.
- [35] MOWRER, R. D. e VANDERBILT, M. D. Shear Strength of Lightweight Aggregate Reinforced Concrete Flat Plates. Journal of the American Concrete Institute. 1968.
- [36] SCHAEIDT, W., LADNER, M., ROSLI, A. Berechung von Flachdecken auf Durchstanzen. Eidgenossische Materialprufugs- und Versuchsanstalt, Dubendorf. 1970.

- [37] VANDERBILT, M. D. Shear Strength of Continous Plates. Journal of the Structural Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers. 1972.
- [38] LADNER, M. Einflub der MaBstabgroBe bei Durchstanzversuche – Ableitung Eines Begrundeten Ubertragunggesetzes. Material und Technik. 1973.
- [39] MARTI, P., PRALONG, J., THURLIMANN, B. Schubversuche an Stahlbeton-Platen. IBKonstruktion Bericht Nr. 7305-2, ETH Zurich, Birkhauser, Basel. 1977.
- [40] KINNUNEN, S. NYLANDER, H. e TOLF, P. Investigations on punching at the division of building statics and structural engineering. Nordisk Betong. Stockholm 1978; 3:25–7. 1978.
- [41] SCHAEFERS, U. Konstruktion, Bemessung und Sicherheit gegen Durchstanzen von Balkenlosen Stalbetondecken im Bereich der Innenstutzen. DafStb Heft 357, Beuth-Verlag, Berlim. 1978.
- [42] PRALONG, J. BRANDLI, W., THURLIMANN, B. Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten. IBK-Bericht Nr. 7305-3, ETH Zurich, Birkhauser, Basel. 1979.
- [43] REGAN. P. E., WALKER, P. R. e ZAKARIA, K. A. A. Tests of reinforced concrete flat slabs. CIRIA Project N^o. RP 220. Polytechnic of Central London. 1979.
- [44] RANKIN, G. I. B. e LONG, A. E. Predicting the Enhanced Punching Strength of Interior Slab-Column Connections. Proc. Of the Institution of Civil Eng. 1987.
- [45] REGAN, P. E. Symmetric Punching of Reinforced Concrete Slabs. Magazine of Concrete Research.1986.
- [46] TOLF, P., Plattjocklekens Inverkan Pa Betongplattors Hallfasthet vid Genomstansning. Forsok med cikulara plattor. TRISTA-BST Bull. 146, Institutionen for Byggnadsstatik. KTH, Stockholm, 64pp. 1988.
- [47] GARDNER, N. J. Relationship of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength. ACI Structural Journal. V. 87. No 1. Pp 66-71. 1990.
- [48] LOVROVICH, J. e MCLEAN, D. Punching Shear Behavior of Slabs with Varying Span Deth Ratios. ACI Structural Journal. V. 87. pp. 507-511. 1990.
- [49] MARZOUK, H. e HUSSEIN, A. Experimental Investigation on the Behavior of High-Strength Concrete Slabs. ACI Structural Journal. 1991.
- [50] RAMDANE, K. Punching Shear of High-Performance Concrete Slabs. Proceedings of the 4th international symposium on the utilisation of high strength high-performance concrete. Paris; 1996. p. 1015–26. 1993.
- [51] TOMASZEWICZ, A. High-Strength Concrete. SP2 Plates and Shells. Report 2.3 Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs. Nº STF70 A93082, SINTEF Structures and Concrete, Trondheim. 1993.
- [52] HALLGREN, M. Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs. Tese de Doutorado, KTH Stockholm, TRITA-BKN. Bulletin No. 23, 150p. 1996.
- [53] LI, K. K. L. Influence of size on punching shear strength of concrete slabs. Dissertação de Mestrado. McGill University. Montreal. 78 pp. 2000.
- [54] BIRKLE, G. e DILGER, W.H. Influence of Slab Thickness on Punching Shear Strength. ACI Structural Journal. Vol. 105, Nº 2 Março-Abril. 2008.

- [55] SUNDQUIST H, KINNUNEN S. The effect of column head and drop panels on the punching capacity of flat slabs. Bulletin No. 82. Department of Civil and Architectural Engineering. Royal Institute of Technology. Stockholm, 24 pp. (in Swedish with summary and Figure captions in English). 2004.
- [56] MARZOUK, H, HOSSIN, M. Crack analysis of reinforced concrete two-way slabs. Research Report RCS01, Faculty of Engineering and Applied Science, Memorial University of Newfoundland, St. John's, Newfoundland. 2007.
- [57] MARZOUK, H. RIZK. Punching analysis of reinforced concrete two-way slabs. Research Report RCS01, Faculty of Engineering and Applied Science, Memorial University of Newfoundland, St. John's, Newfoundland, Canada. 2009.
- [58] LIPS, S., RUIZ, M. F. e MUTTONI, A. Experimental Investigation on the Punching Strength and the Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs, ACI Structural Journal. V. 109. No 6. Pp. 889-899. 2012.
- [59] BINICI, B. Punching shear strengthening of reinforced concrete slabs using fibre reinforced polymers. PhD thesis, the University of Texas at Austin, USA, 284p. 2003.
- [60] BINICI, B., BAYRAK, O. Upgrading of slab-column connections using fibre reinforced polymers. Engineering Structures, v. 27, p. 97-107, 2005.
- [61] ERDOGAN, H.; BINICI, B.; OZCEBE, G., Effect of column rectangularity on CFRP strengthened RC flat plates. Magazine of Concrete Research, v. 63, n.7, p. 511-525, 2011.
- [62] RODRIGUES, H. L. S., SILVA, P. M., OLIVEIRA, D. R. C. Flat slabs strengthened to punching with carbon fibre reinforced polymer (CFRP) dowels. Acta Scientiarum. V. 37, No 4. 2015.

6. Notations

- $\epsilon_{_{fu}}$ maximum strain of CFRP
- $\gamma_{\rm c}-$ safety factor for concrete material properties
- γ_s safety factor for the material properties of reinforcing steel;
- γ_{CERP} safety factor for CFRP

 $\eta_{\rm c}$ – coefficient that accounts for the performance of strengthening systems in the punching shear resistance inside the shear–reinforced zone

- ρ flexural reinforcement ratio
- $\sigma_{\!\scriptscriptstyle w}^{}-$ effective strength of transverse steel
- $\tau_{_{\rm R}}$ stress strength
- $\nu_{\mbox{\scriptsize min}}$ minimal shear resistance
- a major column size
- b smallest column size
- c- size of the column
- d-effective depth of the slab
- $f_{\rm c}$ compressive strength of concrete
- $f_{\rm c}$ specified compressive strength of concrete
- f_{ck} characteristic compressive strength of concrete
- $f_{\rm w}$ yield strength of the steel connector
- \dot{k} size effect

ksys – coefficient that accounts for the performance of the strengthening system in the resistance of the concrete strut close to the column

- s_0 clear distance from the first strengthening layer to the column side
- s_r radial spacing between subsequent strengthening layers

- u_0 length of the column perimeter
- u_1 length of the control perimeter inside the shear-strengthened zone
- $u_{\rm out}$ length of the control perimeter outside shear–strengthened zone
- $A_{_{\rm sw}}$ steel area of one layer of shear strengthening reinforcement
- C columns with circular section
- C post–installed steel connectors
- *D* dowel strengthening
- $E_{\rm CFRP}$ modulus of elasticity of CFRP
- R rectangular column
- R² coefficient of determination
- S columns with square section
- S stitch reinforcement
- $V_{\rm R,c}$ punching shear strength provided by concrete

 $V_{_{\rm Rs}}-$ punching shear strength provided by the strengthening reinforcement

- $V_{\rm R,cs}$ punching shear resistance inside the shear–strengthened zone $V_{\rm R,out}$ punching shear resistance outside the shear–strengthened zone
- $V_{\rm R,max}$ maximum resistance of the concrete strut close to the column
- $V_{\rm teo}$ theoretical punching shear resistance
- V_{u} experimental resistance



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Slabs strengthened for punching shear with post-installed steel and CFRP connectors

Lajes reforçadas à punção com conectores de aço e PRFC pós-instalados











M. J. M. PEREIRA FILHO * manoelmangabeira1990@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-9622-3863

M. V. P. FREITAS b mvpengenharia@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-9333-2183

D. F. A. SANTOS ^b eng.prof.santos@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-9306-5660

A. J. C. NASCIMENTO ^b alex aj_nascimento@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-9989-6585

M. P. FERREIRA ^b mpina@ufpa.br https://orcid.org/0000-0001-8905-9479

Abstract

Structural accidents due to punching shear failures have been reported in flat slab buildings. Design recommendations presented by codes can lead to entirely different punching shear resistance estimates for similar situations. Furthermore, design codes do not present guidelines for the design of punching shear strengthening of existing slabs. This paper uses a database with 118 experimental results to discuss the performance of theoretical estimates of punching shear resistance using ACI 318, Eurocode 2 and ABNT NBR 6118 in the case of slabs without shear reinforcement. Another database with results of 62 tests on slabs strengthened with post-installed steel and CFRP dowels is used to evaluate the performance of these strengthening techniques and to propose adaptations in codes to allow their use in punching shear strengthening situations of existing slab-column connections.

Keywords: flat slabs, punching shear, structural strengthening; CFRP, post-installed steel connectors.

Resumo

Acidentes estruturais por punção vêm sendo relatados em edifícios com lajes lisas. As recomendações de projeto apresentadas pelas normas podem levar a estimativas de resistência à punção divergentes para situações semelhantes. Além disso, não são apresentadas orientações para o dimensionamento do reforço à punção de lajes existentes. Este artigo utiliza um banco de dados com 118 resultados experimentais para discutir o desempenho das estimativas teóricas de resistência à punção obtidas usando o ACI 318, o Eurocode 2 e a ABNT NBR 6118 para o caso de lajes sem armadura de cisalhamento. Um outro banco de dados, com resultados de 62 ensaios em lajes reforçadas com conectores pós-instalados de aço e PRFC, é utilizado para avaliar o desempenho destas técnicas de reforço e para apresentar propostas de adaptação das recomendações destas normas para permitir seu uso em situações de reforço à punção de ligações laje-pilar existentes.

Palavras-chave: lajes lisas, punção, reforço estrutural, PRFC, conectores pós-instalados de aço.

University of Brasília, Brasília, DF, Brazil;
 Federal University of Pará, Tucuruí, PA, Brazil.

Received: 28 Oct 2017 • Accepted: 17 Apr 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introdução

Falhas nas fases de projeto, de construção, de uso e manutenção ou ainda mudanças na finalidade de um edifício podem gerar a necessidade de reforço estrutural. No caso de edifícios com lajes lisas, a região da ligação entre a laje e o pilar é um ponto crítico devido à punção, que é um modo de ruptura frágil, que pode levar a estrutura à ruína através do colapso progressivo. Desenvolvido no início do século XX, trata-se de um sistema estrutural que simplifica as etapas de confecção de fôrmas e armaduras, mas requer cuidados, uma vez que diversos casos de acidentes vêm sendo reportados. Melo e Regan [1] relatam que o primeiro acidente registrado por punção foi o do edifício Prest-o-Lite, ocorrido em Indianapolis em 1911. Desde então, outros casos foram registrados na literatura.

A Figura 1a apresenta o caso do colapso do edifício 2000 Commonwealth Avenue. Tratava-se de um edifício de apartamentos

a) 2000 Commonwealth Avenue, 1971 Autor: King e Delatte [2]

com 16 pavimentos que ruiu durante a sua construção em 1971 na cidade de Boston, EUA, vitimando 4 operários. King e Delatte [2] apresentam uma revisão do caso e concluem que a causa deste acidente foi a ruptura localizada de uma ligação laje-pilar da cobertura, que se propagou para uma grande área da edificação. Durante o processo de investigação, várias falhas e omissões foram observadas referentes ao projeto e à construção. Na Figura 1b é possível ver o caso do edifício Bullock's Department Store, cuja estrutura era composta por lajes lisas nervuradas apoiadas sobre pilares circulares. Segundo Mitchel et al. [3], o desabamento ocorreu em 1994 após um terremoto na Califórnia e a falta de armaduras de pós-punção fez com que a ruína se propagasse. Gardner [4] apresenta as causas do colapso do Sampoong Department Store (ver Figura 1c), que ocorreu em 1995 na Coreia do Sul e conclui que o acidente foi provocado por falhas de projeto e execução, levando a 502 vítimas fatais e 937 feridos. Outro exemplo de colapso por punção foi o do edifício Piper Rows Car Park, mostrado na Figura 1d, ocorrido em 1997



b) Bullock's Department Store, 1994 Autor: <u>www.johnmartin.com</u> [3]



c) Sampoong Department Store, 1995 Autor: Gardner *et al.* [4]

Figura 1 Acidentes estruturais por punção



d) Piper Rows Car Park, 1997 Autor: Woods [5]



Visão geral da estrutura após o colapso

Detalhe das ligações antes e após o colapso

a) Shopping Mall Rio Poty, 2013. Fonte: Oliveira et al. [6]



Visão geral da estrutura após o colapso

Detalhe da posição das armaduras passivas e ativas negativas na ligação laje-pilar

b) Residencial Grand Parc, 2016. Fonte: Adaptado de Coutinho et al. [7]

Figura 2

Acidentes estruturais por punção no Brasil

na Inglaterra, que ocorreu, principalmente, devido a corrosão das armaduras de flexão, como relatado por Woods [5].

No Brasil, foram registrados dois acidentes recentes por punção. Na cidade de Teresina, Piauí, uma área de 40.000 m² do Shopping Rio Poty (ver Figura 2a) foi à ruína durante a sua construção em 2013, sem vítimas fatais. Em 2016 ocorreu em Vitória, Espírito Santo, o colapso da área de lazer do edifício residencial Grand Parc (ver Figura 2b), levando a uma vítima fatal. Em ambos os casos, os documentos técnicos disponíveis até o momento (ver Oliveira *et al.* [6] e Coutinho *et al.* [7]) não são conclusivos, mas apontam diversas falhas com origem na fase de construção destas estruturas.

A revisão da literatura indica que muitos dos acidentes estruturais ocorridos em edifícios com lajes lisas iniciam-se de forma localizada, por punção, tendo como origem falhas de projeto e construção. Soares e Vollum [8] fazem uma ampla discussão sobre as diferenças entre as recomendações atuais e as anteriormente utilizadas no Reino Unido para o dimensionamento à punção de lajes lisas de concreto, e destacam que as normas de projeto podem levar a estimativas de resistência significativamente diferentes para situações semelhantes. Isto pode favorecer divergências durante o projeto ou a verificação da capacidade resistente de um edifício. Koppitz *et al.* [9] alertam que nos casos onde ocorre a necessidade de aumentar a capacidade resistente da estrutura a situação é ainda mais crítica, uma vez que não existem recomendações normativas que orientem os profissionais envolvidos em relação às técnicas de reforço e aos métodos de cálculo que devem ser utilizados.

Este artigo discute o desempenho de normas internacionais e da norma brasileira, na verificação da resistência à punção de ligações laje-pilar sem armaduras de cisalhamento. Isto é feito usando-se as normas ACI 318 [10], ABNT NBR 6118 [11] e Eurocode 2 [12, 13, e14]. A avaliação do desempenho destas normas



Figura 3

Tipos de reforço à punção para ligações laje-pilar com PRFC (adaptado de Santos [16])

é feita tendo como referência uma base de dados ampla e atualizada, reunindo resultados cuidadosamente selecionados de pesquisas realizadas no país e no exterior, tendo como objetivo principal mostrar em que contexto se encontram as recomendações atualmente empregadas no Brasil, fornecendo ao meio técnico nacional parâmetros que permitam o estabelecimento de critérios para a avaliação da capacidade resistente de ligações laje-pilar em edifícios existentes, na ausência de uma normalização nacional específica. Após estas análises, uma nova base de dados, reunindo resultados experimentais de ensaios em lajes reforçadas à punção com conectores de aço e PRFC pós-instalados é montada. Seus resultados são utilizados para avaliar as adaptações necessárias nas normas de projeto para que elas possam ser utilizadas com segurança para dimensionar o reforço à punção de ligações laje-pilar de concreto armado com conectores pós-instalados de aço e PRFC.

2. Base teórica

2.1 Técnicas de reforço à punção

Polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) podem ser utilizados de diferentes formas para o reforço à punção de ligações laje-pilar. Segundo Sissakis e Sheikh [15], eles podem contribuir para aumentar tanto a capacidade resistente da ligação e, portanto, do pavimento, quanto o deslocamento máximo em caso de ruína. Segundo Santos [16], a natureza flexível deste material permite que ele seja fixado de forma distinta, podendo ser ancorado em forma de laço, em uma técnica internacionalmente conhecida como *stitch* (costura), ou ainda sendo utilizado de forma similar à conectores de cisalhamento, em técnica denominada de *dowel* (pino), com a ancoragem feita nas superfícies da laje, conforme ilustrado na Figura 3.

Na técnica stitch, as mantas de PRFC são cortadas em tiras, saturadas com resina e inseridas na laje através de furos, formando laços fechados similares à estribos (ver Figura 3a). Após a sua colocação, os furos devem ser preenchidos com epóxi ou argamassa de alto desempenho a fim de favorecer a transferência de forças entre concreto e a superfície do PRFC. A técnica dowel, segundo Erdogan et al. [17], consiste em fabricar pinos a partir do corte de mantas de PRFC em faixas retangulares, como ilustrado na Figura 3b. Após a saturação com resina epóxi, as mantas de PRFC são enroladas, formando uma espécie de tubo. Estes tubos são instalados dentro de furos na laje com o auxílio de uma guia, removida logo após o posicionamento do reforço. Posteriormente, as extremidades superior e inferior do tubo de PRFC são cortadas e abertas em formato de pétalas e coladas na superfície da laje a fim de garantir a ancoragem, preenchendo-se os furos com epóxi ou argamassa de alto desempenho.

Uma outra opção para o reforço à punção de ligações existentes laje-pilar envolve a utilização de conectores de aço pós-instalados. Diferentes tipos de conectores são comercializados industrialmente, e a Figura 4a ilustra um modelo onde a ancoragem é feita através de um sistema de porcas e arruelas. Este tipo de reforço é capaz de aumentar tanto a capacidade resistente quanto a ductilidade das ligações laje-pilar. Este sistema pode ser usado ainda com uma combinação de ancoragem mecânica na superfície inferior e adesivo epóxi como mecanismo de aderência, com os pinos instalados verticalmente (ver Figura 4b) ou de forma inclinada (ver Figura 4c), conforme apresentado por Ruiz *et al.* [18].



Figura 4

Tipos de reforço à punção para ligações lajes-pilar com conectores pós-instalados de aço







c) Ruptura fora da região das armaduras (V_{R,out}) (Adaptado de Ferreira [28])

a) Esmagamento da biela adjacente ao pilar (V_{R,max}) (Adaptado de Lips [27])

b) Ruptura dentro da região das armaduras $(V_{R,cs})$ (Ferreira [28])

Figura 5

Modos de ruptura por punção em lajes armadas ao cisalhamento

2.2 Métodos para estimativa da resistência à punção

As normas ACI 318 [10], ABNT NBR 6118 [11] e Eurocode 2 [12, 13 e 14] apresentam recomendações para o dimensionamento de lajes lisas de concreto armado e protendido. De uma forma geral, estas normas assumem que a resistência à punção de lajes sem armaduras de cisalhamento ($V_{\rm R,c}$) pode ser estimada com base em uma tensão resistente ($\tau_{\rm R}$) atuando em uma área de controle ($u_1 \cdot d$). No caso de lajes com armaduras de cisalhamento, estas normas orientam que devem ser checadas as possibilidades de ruptura: dentro da região das armaduras de cisalhamento ($V_{\rm R,out}$); fora da região das armaduras de cisalhamento ($V_{\rm R,out}$); fora da região das armaduras de cisalhamento ($V_{\rm R,out}$); A Figura 5 apresenta imagens destes modos de ruptura descritos na literatura.

Não existem recomendações normativas para estimar a resistência de lajes reforçadas à punção com conectores pós-instalados de aço ou PRFC. No caso de conectores pós-instalados de aço, é usual assumir que, se os mecanismos de instalação forem eficientes, os mesmos critérios estabelecidos para conectores préinstalados são válidos. No caso de execução de reforços com PRFC, o ACI 440.2R [19] é a principal referência e apresenta recomendações para aplicações de reforço ao cisalhamento em vigas e pilares.

Nos casos onde o reforço ao cisalhamento envolve completamente o elemento, o ACI 440.2R [19] recomenda que a deformação máxima na fibra seja limitada a 0,004 para o dimensionamento. Esta limitação baseia-se na constatação prática de que, no caso do cisalhamento, antes da ruína da fibra perde-se a parcela de contribuição do concreto por engrenamento de agregados, conforme reportado por Priestley *et al.* [20]. A Tabela 1 apresenta uma síntese das recomendações normativas para o cálculo da resistência à punção em situações de projeto de lajes sem armadura de cisalhamento. Ela apresenta também adaptações propostas pelos autores para o uso das normas em situações de reforço.



c) NBR 6118

Figura 6 Perímetros de controle

Tabela 1

Síntese da metodologia para estimar a resistência de lajes de concreto armado à punção

| Método | Lajes sem armadura de cisalhamento | Lajes reforçadas ao cisalhamento |
|------------|---|--|
| ACI 318 | $V_{Rdc} = \emptyset \cdot \tau_{Rc} \cdot u_1 \cdot d$ $\tau_{Rc} = \min \begin{cases} 0,083 \cdot (40 \cdot d/u_1 + 2) \cdot \sqrt{f_c} \\ 0,17 \cdot (1 + 2/[a/b]) \cdot \sqrt{f_c} \\ 0,33 \cdot \sqrt{f_c} \end{cases}$ $\emptyset = 0,75$ | $V_{Rd} = min \begin{cases} V_{Rdcs} = \eta_c \cdot V_{Rdc} + \emptyset \cdot A_{sw} \cdot \sigma_w \cdot (d/s_r) \\ V_{Rdout} = \emptyset \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot u_{out} \cdot d \\ V_{Rd max} = k_{sys} \cdot V_{Rdc} \end{cases}$ $\sigma_w = \begin{cases} f_{yw} \le 420 \text{ MPa} (\text{conectores de aço}) \\ 0.004 \cdot E_{PRFC} \le 0.75 \cdot \varepsilon_{fu} \cdot E_{PRFC} (\text{PRFC}) \\ \eta_c = \begin{cases} 0.50 (\text{PRFC}) \\ 0.75 (\text{conectores de aço}) \\ k_{sys} = \begin{cases} 1.5 (\text{PRFC}) \\ 2.0 (\text{conectores de aço}) \end{cases}$ |
| Eurocode 2 | $V_{Rdc} = \tau_{Rdc} \cdot u_1 \cdot d \ge v_{\min} \cdot u_1 \cdot d$ $\tau_{Rdc} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$ Onde: $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ $k = 1 + \sqrt{200 / d} \le 2$ $\rho \le 0.02$ $\gamma_c = 1,5$ | $V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rdcs} = 0,75 \cdot V_{Rdc} + A_{sw} \cdot \sigma_{wd} \cdot (1,5 \cdot d/s_r) \leq 1,5 \cdot V_{Rdc} \\ V_{Rdout} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d \\ V_{Rdmax} = \frac{0,24}{\gamma_c} \cdot f_{ck} \cdot (1 - {}_{ck}/250t) \cdot d \cdot \end{cases}$ $\sigma_{wd} = \begin{cases} (250 + 0,25 \cdot d) \leq \frac{f_{yw}}{\gamma_s} \\ 0,004 \cdot E_{PRFC} \leq \frac{0,75 \cdot \varepsilon_{fu} \cdot E_{PRFC}}{\gamma_{PRFC}} \end{cases} (PRFC) \\ \gamma_s = 1,30 \end{cases} (valor sugerido pelos autores na ausencia de validação experimental para cada tipo de reforço. \end{cases}$ $\gamma_{PRFC} = \begin{cases} 1,20 \text{ para aplicações com controle rigoroso de corte e colagem } 1,35 \text{ para aplicações com controle normal de corte e colagem } 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, $ |
| NBR 6118 | $V_{Rdc} = \tau_{Rdc} \cdot u_1 \cdot d$ $\tau_{Rdc} = \frac{0.182}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$ Onde: $k = 1 + \sqrt{200/d}$ $\gamma_c = 1, 4$ | $\begin{split} V_{Rd} &= \min \begin{cases} V_{Rdcs} = 0,77 \cdot V_{Rdc} + A_{sw} \cdot \sigma_{wd} \cdot (1,5 \cdot d/s_r) \leq 1,5 \cdot V_{Rdc} \\ V_{Rdout} &= \frac{0,182}{\gamma_c} \cdot (1 + \sqrt{200/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d \\ V_{Rd max} &= \frac{0,324}{\gamma_c} \cdot f_{kk} \cdot (1 - c_k/250) \cdot d \cdot \end{cases}$ • Conectores de aço $\sigma_{wd} &= \begin{cases} f_{ywd} \leq \frac{345}{\gamma_s} \text{ MPa para } h \leq 150 \text{ mm} \\ f_{ywd} \leq \frac{228,75 + 0,775 \cdot h}{\gamma_s} \leq \frac{500}{\gamma_s} \text{ MPa para } h > 150 \text{ mm} \end{cases}$ • PRFC $\sigma_{wd} &= \frac{0,004 \cdot E_{PRFC}}{\gamma_{PRFC}} \leq \frac{0,75 \cdot \varepsilon_{fu} \cdot E_{PRFC}}{\gamma_{PRFC}} \\ \gamma_s &= 1,30 \begin{cases} \text{valor sugerido pelos autores na ausencia de validação} \\ \text{experimental para cada tipo de reforço.} \end{cases}$ $(1,20 \text{ para aplicações com controle rigoroso de corte e colagem} \end{cases}$ |

 $\gamma_{PRFC} = \begin{cases} 1,35 \text{ para aplicações com controle normal de corte e colagem} \\ \text{ou quando ocorrem dificuldades de montagem "in loco".} \end{cases}$

Os fatores de segurança utilizados para minorar a resistência do PRFC nas adaptações do Eurocode 2 [12, 13 e 14] e ABNT NBR 6118 [11] baseiam-se nos valores propostos pelo *fib* Bulletin 14 [21]. Na Figura 6 são ilustrados os perímetros de controle utilizados nas estimativas de resistência das lajes.

3. Avaliação do desempenho dos métodos teóricos

Para avaliar o desempenho das estimativas de resistência à punção (V_{teo}) sintetizados na Tabela 1, os coeficientes de segurança foram retirados de todas as equações. Além disso, para o valor da resistência à compressão do concreto das lajes, foram considerados os valores informados pelos autores, usualmente a resistência média e não a característica. O esforço cortante máximo medido nos ensaios (V_u) foi confrontado com a resistência teórica (V_{teo}).

3.1 Lajes sem armadura de cisalhamento

A revisão bibliográfica feita permitiu a coleta de resultados de 340 ensaios em lajes lisas de concreto armado sem armaduras de cisalhamento, com carregamento simétrico e com ruptura declarada pelos autores como sendo por punção. De modo a não comprometer as análises, o espaço amostral foi filtrado a fim de eliminar resultados que não sejam representativos da realidade. Foram eliminados da base de dados resultados de ensaios em lajes segundo os seguintes critérios: altura útil inferior a 85 mm; resistência à compressão do concreto menor que 20 MPa; barras de flexão com tensão de escoamento inferior a 300 MPa e superior a 700 MPa; omissão de informações importantes para o cálculo segundo as normas. A Tabela 2 resume o processo de coleta e montagem do banco de dados das lajes sem armadura de cisalhamento.

A Tabela 3 apresenta um resumo das características dos espécimes que efetivamente compõem o banco de dados para o caso

Tabela 2

Processo de montagem do banco de dados com lajes sem armadura de cisalhamento

| | | Lajes restantes após o filtro | | | | | | | |
|--------------------------------------|-------|-------------------------------|-------------------------|--|---------------------------|--|--|--|--|
| Autores | lajes | d < 85 mm | f _c < 20 MPa | f _{ys} < 300 MPa e f _{ys} > 700 MPa | Ausência de informação | | | | |
| Elstner e Hognestad (1956) [29] | 24 | 24 | 19 | 17 | 17 | | | | |
| Kinnunem e Nylander (1960) [30] | 12 | 12 | 12 | 12 | 4 | | | | |
| Moe (1961) [31] | 13 | 13 | 13 | 11 | 5 | | | | |
| Bernaert e Puech (1966) [32] | 20 | 20 | 13 | 6 | 6 | | | | |
| Manterola (1966) [33] | 12 | 12 | 12 | 3 | 3 | | | | |
| Yitzhaki (1966) [34] | 16 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| Mowrer e Vanderbilt (1967) [35] | 25 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| Schaeidt <i>et al.</i> (1970) [36] | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | |
| Vanderbilt (1972) [37] | 15 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| Ladner (1973) [38] | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | |
| Marti <i>et al.</i> (1977) [39] | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | |
| Kinnunen <i>et al.</i> (1978) [40] | 8 | 8 | 8 | 4 | 0 | | | | |
| Schaefers (1978) [41] | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | | | | |
| Pralong <i>et al.</i> (1979) [42] | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | |
| Regan <i>et al.</i> (1979) [43] | 10 | 3 | 3 | 3 | 0 | | | | |
| Rankin e Long (1987) [44] | 27 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| Regan (1986) [45] | 23 | 13 | 11 | 11 | 11 | | | | |
| Tolf (1988) [46] | 8 | 8 | 8 | 4 | 4 | | | | |
| Gardner (1990) [47] | 18 | 9 | 7 | 0 | 0 | | | | |
| Lovrovich e McLean (1990) [48] | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | | | | |
| Marzouk e Hussein (1991) [49] | 17 | 14 | 10 | 10 | 10 | | | | |
| Ramdane (1993) [50] | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | | | | |
| Tomaszewicz (1993) [51] | 13 | 13 | 13 | 13 | 13 | | | | |
| Hallgren (1996) [52] | 7 | 7 | 7 | 7 | 6 | | | | |
| Li (2000) [53] | 6 | 6 | 6 | 6 | 0 | | | | |
| Birkle e Dilger (2008) [54] | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | | | | |
| Guandalini <i>et al.</i> (2009) [22] | 11 | 11 | 11 | 11 | 11 | | | | |
| Sundquist e Kinnunen (2004) [55] | 3 | 3 | 3 | 0 | 0 | | | | |
| Marzouk e Hossin (2007) [56] | 8 | 8 | 8 | 8 | 0 | | | | |
| Marzouk e Rizk (2009) [57] | 11 | 11 | 11 | 11 | 0 | | | | |
| Lips <i>et al.</i> (2012) [58] | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | | | | |
| Lajes restantes | 340 | 223 | 203 | 165 | 118 | | | | |

Tabela 3

Resumo das características das lajes do banco de dados sem armadura de cisalhamento

| Autores | N° de lajes | с (mm) | Forma do pilar | d (mm) | ρ (%) | f _c (MPa) | V _u (kN) |
|-------------------------------|----------------|-----------|-------------------|-----------|-----------------|-------------------------|------------------------|
| Elstner e Hognestad [29] | 17 | 254-356 | S | 114-121 | 0,5-3,7 | 20-51 | 200-578 |
| Kinnunem e Nylander [30] | 4 | 150-300 | С | 117-128 | 0,8-1,1 | 30,8-34,9 | 255-430 |
| Moe [31] | 5 | 203-305 | S | 114 | 1,1-1,5 | 20,8-24,5 | 343-433 |
| Bernaert e Puech [32] | 6 | 203 | S | 114-124 | 1,0-1,7 | 20,6-41,4 | 328-439 |
| Manterola [33] | 3 | 100-450 | S | 107 | 0,5 | 26,4-34,2 | 175-294 |
| Schaeidt <i>et al.</i> [36] | 1 | 500 | С | 240 | 1,3 | 34,9 | 1662 |
| Ladner [38] | 1 | 226 | С | 109 | 1,2 | 39,7 | 362 |
| Marti <i>et al.</i> [39] | 1 | 300 | С | 143 | 1,5 | 43,2 | 628 |
| Schaefers [41] | 2 | 120-210 | С | 113-170 | 0,6-0,8 | 23,1-23,3 | 280-460 |
| Pralong <i>et al.</i> [42] | 1 | 300 | С | 171 | 1,2 | 32,8 | 626 |
| Regan [45] | 11 | 54-250 | S | 93-200 | 0,8-1,5 | 29-53,3 | 170-825 |
| Tolf [46] | 4 | 250 | С | 197-200 | 0,5-0,8 | 28,6-31,7 | 444-603 |
| Marzouk e Hussein [49] | 10 | 150-300 | S | 90-120 | 0,7-2,1 | 42-80 | 249-645 |
| Ramdane [50] | 15 | 150 | С | 98-102 | 0,6-1,3 | 33,6-127 | 169-405 |
| Tomaszewicz [51] | 13 | 100-200 | S | 88-275 | 1,5-2,6 | 64,3-119,0 | 330-2450 |
| Hallgren [52] | 6 | 250 | С | 194-202 | 0,3-1,2 | 84,1-108,8 | 565-1041 |
| Birkle e Dilger [54] | 3 | 250-350 | S | 124-260 | 1,1-1,5 | 31,4-36,2 | 483-1046 |
| Guandalini <i>et al.</i> [22] | 11 | 130-260 | S | 96-464 | 0,25-1,5 | 27,6-40,5 | 118-2153 |
| Lips <i>et al.</i> [58] | 4 | 130-340 | S | 193-353 | 1,5-1,6 | 30,5-42,5 | 1135-2491 |



Figura 7

Influência de f_ no desempenho das normas para lajes sem armadura de cisalhamento

de lajes sem armaduras de cisalhamento. Este banco de dados final é composto por 118 lajes ensaiadas por 19 autores diferentes entre 1956 e 2012. Na tabela são apresentados: o número de lajes por autor; o tamanho do lado do pilar, no caso de pilares com seção quadrada, ou o diâmetro do pilar, no caso de pilares com seção circular, definido como (*c*); a geometria da seção transversal dos pilares, onde "C" refere-se à pilares com seção circular e "S" refere-se à pilares com seção quadrada; a taxa de armadura de flexão (ρ); a resistência à compressão do concreto informada pelos autores (f_c); e o cortante resistente máximo na ligação laje-pilar medido nos ensaios (V_u).

As Figuras 7 a 9 apresentam o efeito da variação de alguns parâmetros no desempenho das estimativas teóricas de resistência à punção. Foram avaliados os efeitos da variação da resistência à compressão do concreto (f_c), da taxa de armadura de flexão (ρ) e da altura útil da laje (d). Estas análises foram realizadas a partir da distribuição da razão entre a resistência máxima à punção (V_u), medida nos ensaios, e a capacidade resistente prevista por cada norma (V_{teo}). Nestes gráficos, as linhas cheias representam o limite ideal, onde a resistência experimental seria igual a estimativa teórica $(V_u = V_{teo})$, com os coeficientes de segurança assumidos como iguais a 1,0. Já as linhas tracejadas representam o limite considerando a resistência teórica minorada segundo os valores de coeficientes de segurança estabelecidos na Tabela 1. Em paralelo, nas Figuras 7d; 7e; 7f à 9d; 9e; 9f são realizadas análises em três faixas de valores para cada parâmetro, onde observa-se os resultados da média, do valor máximo, do valor mínimo, desvio padrão e coeficiente de variação dos resultados para cada faixa de valores analisada.

Analisando os resultados da Figura 7, percebe-se que o ACI 318 [10] apresenta estimativas dispersas. É possível perceber que assumir a influência da resistência à compressão do concreto na resistência à punção como sendo proporcional à raiz quadrada de f_c pode levar a estimativas contra a segurança e que a limitação imposta nestas equações, de que $f_c \le 69$ MPa, é importante para controlar esta tendência. Quanto à consideração da influência da resistência à compressão do concreto, ainda na Figura 7, é possível perceber que a ABNT NBR 6118 [11] apresenta desempenho ligeiramente superior ao Eurocode 2 [12], sendo isto resultado das limitações impostas pelo Eurocode 2 [12] para a consideração da taxa de armadura de flexão (ρ) e do efeito de escala (k).



Figura 8

Influência de p no desempenho das normas para lajes sem armadura de cisalhamento



Figura 9

Influência de d no desempenho das normas para lajes sem armadura de cisalhamento



Figura 10

Precisão das normas na estimativa da resistência à punção de lajes sem armadura de cisalhamento



Figura 11

Desempenho das normas para lajes sem armadura de cisalhamento segundo o critério de Collins [23]

A Figura 8 discute a influência da taxa de armadura de flexão (ρ) na resistência à punção. É possível perceber que o ACI 318 [10], ao ignorar este parâmetro, tende a subestimar à resistência das lajes com valores de ρ maior do que 1%. Já para taxas inferiores a 1%, o ACI [10] apresenta uma tendência considerada perigosa, com muitos resultados contra a segurança, evidenciando o impacto que a desconsideração desse parâmetro causa em suas previsões teóricas. No caso da ABNT NBR 6118 [11] e Eurocode 2 [12], para lajes pouco armadas ($\rho < 0,6\%$), ambas apresentam uma quantidade relevante de resultados teóricos superiores aos observados em laboratório. Para lajes com taxa de armadura maior do que 2%, as Figuras 8e e 8f mostram que, com base neste banco de dados, não é clara a necessidade de limitar a taxa de armadura de flexão em $\rho \le 2,0$, conforme adotado no Eurocode 2 [12]. O efeito desta limitação deixou as previsões do Eurocode 2 [12], nesta faixa, mais conservadoras e dispersas.

A Figura 9 discute a influência da altura útil (*d*) nas previsões de resistência à punção. É possível perceber que o ACI 318 [10], que não apresenta nenhum parâmetro em suas expressões para levar em consideração o efeito de escala, mostra uma tendência de resultados contra a segurança para lajes com altura útil superior a 200 mm. A laje PG3 de Guandalini *et al.* [22], que combina baixa taxa de armadura ($\rho = 0,33\%$) e grande espessura (*d* = 456 mm), apresenta previsão de resistência de cálculo significativamente

Tabela 4Escala de penalidade segundo Collins [23]

| V _u /V _{R.teo} | Classificação | Penalidade |
|------------------------------------|-----------------------------|------------|
| < 0,50 | Extremamente perigoso | 10 |
| [0,50 – 0,65] | Perigoso | 5 |
| [0,65 – 0,85] | Baixa segurança | 2 |
| [0,85 – 1,30] | Segurança apropriada | 0 |
| [1,30 – 2,00] | Conservador | 1 |
| ≥ 2,00 | Extremamente conservador | 2 |

maior que a resistência observada em laboratório. Ainda na Figura 9, percebe-se que a ABNT NBR 6118 [11] mantem uma média constante da relação $V_u/V_{\rm NBR}$ em todas as faixas de *d*, enquanto o Eurocode 2 [12] tende a subestimar a resistência à punção de lajes delgadas (*d* < 100 mm), devido ao limite de *k* ≤ 2,0.

A Figura 10 apresenta de forma gráfica a análise geral da precisão das estimativas teóricas de resistência à punção para lajes sem armadura de cisalhamento. Esta figura permite comparar a linha de tendência dos resultados (linha tracejada na figura) com a situação ideal ($V_{\mu} = V_{teo}$), representada pela linha contínua. A figura mostra também o coeficiente de correlação linear dos resultados (R²), além dos resultados de média (MÉD), coeficiente de variação (C.V.), desvio padrão (D.P.) e percentual de resultados contra a segurança (R.C.S.), que se referem aos casos onde $V_{u}/V_{Rc.teo} < 1$. Já na Figura 11 é apresentada de forma gráfica a avaliação do desempenho dos métodos teóricos, ponderados segundo o critério de Collins [23], chamado de Demerit Points Classification (DPC), apresentado na Tabela 4. Esta classificação consiste em atribuir uma escala de demérito calculada a partir da soma dos produtos de V_{μ}/V_{teo} pelo escore correspondente. A Tabela 5 apresenta a escala de demérito proposta por Collins para valores de $V_{\rm u}/V_{\rm tao}$.

O ACI 318 [10] mostrou a pior correlação entre os resultados experimentais e as previsões teóricas, com resultados de coeficiente de variação igual a 25,7% e R² igual a 0,72. É importante destacar que, apesar da grande dispersão dos resultados, o ACI 318 [10] mostrou um baixo percentual (16,8%) de estimativas contra a segurança ($V_u'V_{RCACI} < 1$). Isto se deve à sua média elevada (1,32) que mantém a maioria de seus resultados a favor da segurança. O ACI 318 [10] apresentou 55% dos seus resultados classificados, segundo o DPC, como conservadores. Ainda assim, 6,7% dos seus resultados são classificados como perigosos, contribuindo com a elevada penalização desta norma. O ACI 318 [10] foi a norma mais penalizada e com pior desempenho em suas estimativas segundo o DPC.

As recomendações do Eurocode 2 [12] e ABNT NBR 6118 [11], por se basearem no CEB-FIP MC90 [24], apresentaram resultados

Tabela 5

Características das lajes do banco de dados com lajes reforçadas à punção

| Autores | N° de lajes | Tipo de reforço | d (mm) | c (mm) | Forma do pilar ² | ρ (%) | f _c (MPa | Furo/ Cam, | N° Cam, | s₀ (mm) | s, (mm) | V. (kN) |
|--|----------------|--------------------|-----------|-----------|--------------------------------|-----------------|------------------------|---------------|------------|------------|------------|------------|
| Binici (2003) [59] | 9 | S | 114 | 304 | S | 1,9 | 28 | 4-8 | 8 | 29 | 58 | 595-778 |
| Binici e Bayrak (2005) [60] | 2* | S | 57 | 150 | S | 0,5 | 24 | 4 | 8 | 14 | 29 | 138-154 |
| Erdogan <i>et al,</i> (2010) [17] | 5 | D | 114 | 300 | S | 1,4 | 26-35 | 3-5 | 8 | 57-60 | 60-86 | 571-657 |
| Erdogan <i>et al,</i> (2011) [61] | 4 | D | 114 | 125-375 | SeR | 1,4 | 29-32 | 3 | 8 | 57 | 57 | 571-657 |
| Rodrigues <i>et al,</i> (2015) [62] | 3* | D | 47 | 150 | S | 1,1 | 40 | 3-4 | 8 | 23 | 35 | 105-125 |
| Sissakis (2007) [15] | 12 | S | 120 | 85 | S | 1,5-2,2 | 27-36 | 6-12 | 6-12 | 30 | 90 | 550-775 |
| Santos (2014) [16] | 11 | DeS | 135-145 | 300 | S | 1,4-1,6 | 44-58 | 8-12 | 6-8 | 70 | 90 | 818-1185 |
| Carvalho (2001) [25] | 8 | С | 99-107 | 120 | S | 1,2-1,5 | 40-44 | 8 | 2-3 | 49-51 | 49-51 | 301-458 |
| Ruiz <i>et al,</i> (2010) [18] | 9 | С | 210 | 260 | S | 1,0-1,5 | 28-37 | 4-12 | 3-6 | 150-200 | 125-200 | 974-1690 |
| Wörle (2014) [26] | 4 | С | 155 | 300 | С | 2,2 | 36-38 | 8 | 4 | 59 | 96 | 612-937 |

* Essas lajes foram removidas das análises devido à sua baixíssima altura útil.

semelhantes de dispersão, com coeficiente de variação de 16,2% e 14,1%, R² de 0,964 e 0,970 e média de 1,10 e 0,97, respectivamente. Vale ressaltar que a ABNT NBR 6118 [11] foi a que teve o melhor desempenho, tendo os melhores resultados de coeficiente de variação, R² e média, sendo a menos penalizada pelo DPC. No entanto, também deve-se destacar que 54,4% dos resultados ficaram com relação $V_u / V_{\rm NBR} < 1,0$. Como grande parte destes valores foi acima de 0,85, este fato foi ignorado pelo DPC, que considera como zona de valores com segurança apropriada aque-les contidos no intervalo 0,85 < $V_u / V_{\rm Ren} \leq 1,30$.

3.2 Lajes reforçadas à punção

Para avaliar o desempenho das equações apresentadas na Ta-

bela 1, propostas para a verificação da resistência à punção de ligações laje-pilar reforçadas com conectores de aço e PRFC pós--instalados, foi montado um banco de dados reunindo resultados de 62 ensaios experimentais. A Tabela 5 apresenta um resumo das características das lajes usadas neste banco de dados. Nesta tabela, a simbologia usada para descrever o tipo de reforço foi: D e S para reforço com PRFC do tipo *Dowel* e *Stitch*; e C para reforço com conectores de aço. Na Tabela 5 são apresentados ainda: o número de furos por camada de reforço; o número de camadas de reforço; a distância entre a primeira camada de reforço e a face do pilar (s_0); e a distância entre camadas sucessivas de reforço (s_r). Deve-se destacar a dificuldade de encontrar resultados experimentais de ensaios em lajes com armaduras de cisalhamento pós-instaladas.



Figura 12

Desempenho das diferentes técnicas de reforço segundo as metodologias propostas



Figura 13

Influência do aumento da taxa de armadura de cisalhamento nas previsões de resistência para lajes rompendo dentro da região reforçada

Nas Figuras 12, 13 e 14, os resultados de ensaios onde os autores informam que a ruptura ocorreu dentro da região das armaduras de reforço são utilizados para discutir tanto o desempenho das diferentes técnicas de reforço, guanto a resposta da metodologia de cálculo apresentada na Tabela 1. Os triângulos vermelhos nestas figuras indicam resultados de ensaios com conectores pós-instalados de aço com ancoragem mecânica nas duas extremidades (ver Carvalho [25]). A Figura 12 apresenta a influência do acréscimo de reforço, medida pela razão entre a força estimada para as armaduras e a resistência de uma laje igual, mas sem armadura de cisalhamento ($V_{\text{Rs.teo}}/V_{\text{Rc.teo}}$), no incremento de resistência à punção, dado pela razão entre a resistência última medida nos ensaios e a resistência estimada à punção para o caso sem armadura de cisalhamento ($V_{u}/V_{\rm Rc.teo}$). A distribuição dos resultados é confrontada por uma linha sólida mostrando a tendência da previsão das normas para a ruptura dentro da região das armaduras ($V_{\text{Res teo}}$) e por linhas tracejadas indicando a limitação devido ao esmagamento da biela ($V_{\rm Rmax}$), no caso do ACI 318 [10], ou limite de eficiência do reforço (1,5 $V_{\rm Rc}$), para os casos da ABNT NBR 6118 [11] e do Eurocode 2 [12][13][14].

As Figuras 12a, 12b e 12c mostram que as três técnicas de reforço avaliadas podem ser eficientes e tem desempenho geral similar em relação à sua capacidade de acréscimo de resistência à punção. No caso das técnicas com conectores pós-instalados de aço, os ensaios de Ruiz *et al.* [18] foram os que mostraram melhor desempenho. Os autores conseguiram obter acréscimos de resistência da ordem de 74% em comparação com a resistência da laje de referência, sem armaduras de cisalhamento. Para todas as normas, os resultados de ensaios com conectores de aço são os que apresentam melhor correlação com a tendência de $V_{\text{Res,teo}}$, expressa pela linha sólida nestas figuras. Já no caso dos reforços com PRFC, os ensaios de Santos [16] com a técnica de reforço do tipo *stitch* foram



Figura 14

Desempenho das previsões de resistência dentro da região reforçada (ignorando-se as limitações propostas na Tabela 1)


Figura 15

Precisão das adaptações propostas para a verificação da resistência de lajes reforçadas com conectores de aço e PRFC

os que alcançaram melhor rendimento, tendo mostrado desempenho ligeiramente superior ao conseguido com a técnica dowel. O autor conseguiu acréscimos de resistência de até 93% em relação à laje de referência. De uma forma geral, os ensaios de Sissakis e Sheikh [15] e Wörle [26] deixam claro que é fundamental respeitar os limites e regras de detalhamento das armaduras de cisalhamento para que o reforço possa ter um bom desempenho estrutural.

Em relação aos métodos teóricos de cálculo, a Figura 12a evidencia que a proposta para o ACI 318 [10] seria o método com maior dispersão entre os resultados teóricos e os observados experimentalmente. Em muitos casos as previsões seriam muito conservadoras, ou seja, com valores de resistência estimados mais de duas vezes menor que os medidos experimentalmente. Deve-se destacar ainda que no caso da proposta ao ACI 318 [10], o baixo percentual de resultados contra a segurança só é garantido graças ao conservadorismo das suas previsões de resistência máxima ($V_{\rm Rmax}$). Dentre os métodos teóricos, a Figura 12b mostra que as adaptações propostas para a ABNT NBR 6118 [11] levariam à menor dispersão entre os resultados teóricos e experimentais, mas a Equação para $V_{\rm Rcs}$, cuja tendência é representada pela linha sólida, perde correlação com a base experimental para valores de $V_{\rm Rs} / V_{\rm Rc} > 0,75$. Para a proposta de adaptação ao Eurocode 2 [12] [13] [14] (ver Figura 12c), observa-se que a correlação entre a sua equação para o $V_{\rm Rcs}$ e a base de dados é ligeiramente melhor que o observado para a adaptação da ABNT NBR 6118 [11]. Observa-se ainda que a limitação de eficiência do reforço em 1,5 $V_{\rm Rc}$ é adequada e garante um bom percentual de resultados a favor da segurança.



Figura 16

Desempenho das normas para lajes reforçadas à punção segundo o critério de Collins [23]

A Figura 13 mostra a influência do acréscimo da taxa de reforço nas previsões de resistência para lajes rompendo dentro da região das armaduras de cisalhamento. Observa-se na Figura 13a que no caso da proposta de adaptação feita para o ACI 318 [10], existe uma tendência de subestimar a resistência à punção para o caso de lajes onde a razão $V_{\rm Rs}/V_{\rm Rc} < 1,0$ e de superestimar a resistência para os casos onde $V_{\rm RS}/V_{\rm Rc} > 1,5$. As Figuras 13b e 13c mostram que a limitação de eficiência do reforço em $V_{\rm Rcs} \leq 1,5V_{\rm Rc}$, proposta para a ABNT NBR 6118 [11] e Eurocode 2, reduz ou até mesmo elimina a tendência de superestimar a resistência de lajes rompendo dentro da região reforçada com o aumento da taxa de reforço. A Figura 14 ilustra qual seria a tendência destas normas caso esta limitação não fosse utilizada.

A Figura 15 apresenta a análise da precisão e a análise estatística das propostas para verificação da resistência de lajes reforçadas à punção. Já a Figura 16 ilustra graficamente o resultado da avaliação destas propostas segundo o DPC. O uso do ACI 318 [10] e do Eurocode 2 levaria a estimativas de resistência conservadoras. O ACI 318 [10] teria desempenho pior que o Eurocode 2 segundo o DPC, uma vez que apresentou grande percentual de estimativas de resistência classificados na faixa de resultados muito conservadores. A proposta de adaptação feita para a ABNT NBR 6118 [11], mostrou boa correlação geral com a base experimental, tendo resultados médios de $V_u / V_{R,NBR}$ de 1,15, coeficiente de variação de 13,0% e R² de 0,85, tendo ainda o melhor desempenho segundo o critério de Collins [23].

4. Conclusões

Este artigo apresentou uma revisão de acidentes estruturais por punção registrados no Brasil e no exterior. Observou-se que a maior parte destes acidentes tem como origem falhas nas fases de projeto e construção. Esta conclusão deve ser vista como um alerta ao meio técnico, uma vez que as normas de projeto apresentam recomendações que podem levar a estimativas de resistência muito diferentes para situações semelhantes, conforme alertam Soares e Vollum [8], dentre outros. Além disso, caso haja necessidade de reforço, o meio técnico carece de normalização, tanto para o projeto quanto para a execução deste reforço, fato este alertado por Koppitz et al. [9].

Para o caso de lajes sem armadura de cisalhamento, as análises mostraram que o ACI 318 [10] não apresenta boa correlação dos seus resultados teóricos com a tendência dos resultados experimentais, uma vez que ignora aspectos importantes como a taxa de armadura de flexão e o efeito escala. Em relação ao Eurocode 2 [12], não foram observadas nesta base de dados justificativas experimentais para as limitações propostas para o efeito de escala e para a taxa de armadura de flexão. Apesar de diminuírem o percentual de resultados teóricos contra a segurança, estas limitações aumentaram a dispersão dos resultados, reduzindo seu desempenho segundo o critério de Collins [23]. Em relação à versão atual da norma brasileira, observou-se a melhor correlação entre resultados teóricos e experimentais, porém com uma grande quantidade de resultados onde a razão entre a resistência experimental ($V_{..}$) e a teórica (V_{teo}) resultou em valores ligeiramente inferiores a 1,0. Como no critério de Collins [23] a faixa de segurança adequada é estabelecida como variando de 0,85 a 1,30, a ABNT NBR 6118 [11] foi a que apresentou o melhor desempenho dentre as normas avaliadas.

No caso das lajes reforçadas à punção, observou-se que as três técnicas de reforço avaliadas são eficientes quanto à sua capacidade de incremento de resistência, desde que as regras usuais de detalhamento sejam respeitadas. Em relação aos métodos teóricos de cálculo, as adaptações propostas ao ACI 318 [10] e ao Eurocode 2 [12] [13] [14] mostraram-se as mais dispersas em comparação com a base de dados e sua segurança é garantida pelo conservadorismo quanto as recomendações para $V_{\rm R,max}$. A proposta feita para a ABNT NBR 6118 [11] foi a que apresentou a melhor correlação com a base de dados, mas observou-se que é fundamental impor limites para o desempenho máximo do reforço, aqui considerado como $V_{\rm Rcs} \leq 1.5 V_{\rm Rc}$, a fim de evitar estimativas contra a segurança para o caso de lajes rompendo dentro da região reforçada.

5. Referências bibliográficas

- MELO, G. S.; REGAN, P. E. Post-punching resistance of connections between flat slabs and interior columns. Magazine of Concrete Research, London, V. 50, No 4, pp. 319-327, 1998.
- [2] KING, S.; DELATTE, N. J. Collapse of 2000 commonwealth avenue: Punching shear case study. Journal of Performance of Constructed Facilities, pp.54-61, 2004.
- [3] MITCHELL, D.; DEVALL, R. H.; SAATCIOGLU, M.; SIMP-SON, R.; TINAWI, R.; TREMBLAY, R.; Damage to concrete structures due to the 1994 Northridge earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering, V. 22, pp.361-377, 1995.
- [4] GARDNER, N.J.; HUH, J.; CHUNG, L.; Lessons from the Sampoong department store collapse. Cement e Concrete Composites, V. 24, pp.523-529. 2002.
- [5] WOODS, J. G. M. Pipers row car park, Wolverhampton: Quantitative study of the cause of the partial collapse on 20th March 1997.
- [6] OLIVEIRA, P. R. F.; ANDRADE, A. A.; PINTO, D. A. M.; MA-TOS JÚNIOR, H. S.; ARAÚJO; J. B. S.; MORAIS, M. G. N. O.; SEABRA, M. S. G. A.; MENDES, P. T. C.; TEIXEIRA, P. W. G. N.; SOUZA, S. A. C. e REINALDO, T. S. Relatório Técnico Sobre o Desabamento da Obra do Shopping Rio Poty. Relatório Técnico, CREA/PI, Teresina. 2013.
- [7] COUTINHO, H. B.; NOGUEIRA, G. S. e OLIVEIRA, A. B. Vistoria Técnica Referente ao Desabamento da Estrutura da Laje PUC/Lazer do Condomínio do Residencial Grand Parc. Relatório de Vistoria Técnica Estrutural. Vitória. 2016.
- [8] SOARES, L.F.S.; VOLLUM, R.L. Comparison of punching shear requirements in BS 8110, EC2 and MC2010. Magazine of Concrete Research, V. 67 No 24, pp.1315-1328. Jun, 2016.
- [9] KOPPITZ, R.; KENEL, A.; KELLER, T. Effect of load history on punching shear resistance of flat slabs. Engineering Structures, V. 90, pp.130-142. 2015.
- [10] ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. 2014.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto: Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

- [12] EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures— Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium. 2004.
- [13] EN 1992-1-1:2004/AC:2010. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium.. 2010.
- [14] BS EN 1992-1-1:2004/prA1:2013. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium.. 2014.
- [15] SISSAKIS, K. SHEIKH, A. Strengthening Concrete Slabs for Punching Shear with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Laminates. ACI Structural Journal, 2007.
- [16] SANTOS. G. S. Aplicação de mantas de polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento em lajes lisas de concreto armado: avaliação experimental e analítica. Tese, Universidade de Brasília, DF, Brasília, 2014.
- [17] ERDOGAN, H. BINICI, B.; OZCEBE, G. Improvement of punching strength of flat plates by using carbon fiber reinforced polymer (CFRP) dowels. PhD Thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 224p. 2010.
- [18] RUIZ, M. F., MUTTONI, A. e KUNZ, J. Strengthening of Flat Slabs Against Punching ShearUsing Post-Installed Shear Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 107,pp. 434-442. July-Aug, 2010.
- [19] ACI 440.2R-02. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- [20] PRIESTLEY, M. J. N., SEIBLE, F. e CALVI, M. Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley e Sons, USA, 705 p, 1996.
- [21] Fédération Internationale du Béton. fib Bulletin 14 Externally bonded FRP Reinforcement for RC Structures. Technical Report, Lausanne, Switzerland, 2001.
- [22] GUANDALINI S., BURDET O.L., MUTTONI A. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. ACI Structural Journal, Vol.106, pp. 87–95. Jan.-Feb. 2009.
- [23] COLLINS, M.P. Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design. 2001.
- [24] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford. 1993.
- [25] CARVALHO. J. S. de. Lajes Cogumelo de Concreto Armado Reforçadas ao Puncionamento com Parafusos de Alta Resistência. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, DF, Brasília, 2001.
- [26] WÖRLE P. Enhanced shear punching capacity by the use of post-installed concrete screws. Engineering Structures 60, pp.
- [27] LIPS, S. Punching of Flat Slabs with Large Amounts of Shear Reinforcement. Tese de Doutorado. École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Suíça. 2012.
- [28] FERREIRA, M. P. Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de Cisalhamento e Momentos Desbalanceados. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. 2010.

- [29] ELSTER e HOGNESTAD. Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs. ACI Journal, Proceedings. V. 53, No 1 Julho. 1956.
- [30] KINNUNEN, S. e NYLANDER, H. Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement. Transactions Nº 158, Royal Institute of Technology, Stockholm. 1960.
- [31] MOE, J. Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads. Bulletin N° D47, Portland Cement Association Research and Development Laboratories, Illinois. 1961.
- [32] BERNAERT, M., PUECH, M. Compte Rendu des Travaux du Groupe de Travail Poinçonnement. Comité Européen du Béton: Dalles, Structures planes. CEB-Bull. d'Information No. 57, Paris. 1966.
- [33] MANTEROLA, M. Poinçonnement de Dalles Sans Armature D'effort Tranchant. Comité EuroPéEN du Béton: Dalles, Structures Planes, CEB-Bull d'Information No 58, Paris. 1966.
- [34] YITZHAKI, D. Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs. ACI Journal Proceedings. Vol. 66, pp 527-540. 1966.
- [35] MOWRER, R. D. e VANDERBILT, M. D. Shear Strength of Lightweight Aggregate Reinforced Concrete Flat Plates. Journal of the American Concrete Institute. 1968.
- [36] SCHAEIDT, W., LADNER, M., ROSLI, A. Berechung von Flachdecken auf Durchstanzen. Eidgenossische Materialprufugs- und Versuchsanstalt, Dubendorf. 1970.
- [37] VANDERBILT, M. D. Shear Strength of Continous Plates. Journal of the Structural Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers. 1972.
- [38] LADNER, M. Einflub der MaBstabgroBe bei Durchstanzversuche – Ableitung Eines Begrundeten Ubertragunggesetzes. Material und Technik. 1973.
- [39] MARTI, P., PRALONG, J., THURLIMANN, B. Schubversuche an Stahlbeton-Platen. IBKonstruktion Bericht Nr. 7305-2, ETH Zurich, Birkhauser, Basel. 1977.
- [40] KINNUNEN, S. NYLANDER, H. e TOLF, P. Investigations on punching at the division of building statics and structural engineering. Nordisk Betong. Stockholm 1978; 3:25–7. 1978.
- [41] SCHAEFERS, U. Konstruktion, Bemessung und Sicherheit gegen Durchstanzen von Balkenlosen Stalbetondecken im Bereich der Innenstutzen. DafStb Heft 357, Beuth-Verlag, Berlim. 1978.
- [42] PRALONG, J. BRANDLI, W., THURLIMANN, B. Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten. IBK-Bericht Nr. 7305-3, ETH Zurich, Birkhauser, Basel. 1979.
- [43] REGAN. P. E., WALKER, P. R. e ZAKARIA, K. A. A. Tests of reinforced concrete flat slabs. CIRIA Project N^o. RP 220. Polytechnic of Central London. 1979.
- [44] RANKIN, G. I. B. e LONG, A. E. Predicting the Enhanced Punching Strength of Interior Slab-Column Connections. Proc. Of the Institution of Civil Eng. 1987.
- [45] REGAN, P. E. Symmetric Punching of Reinforced Concrete Slabs. Magazine of Concrete Research.1986.
- [46] TOLF, P,. Plattjocklekens Inverkan Pa Betongplattors Hallfasthet vid Genomstansning. Forsok med cikulara plattor. TRISTA-BST Bull. 146, Institutionen for Byggnadsstatik. KTH, Stockholm, 64pp. 1988.

- [47] GARDNER, N. J. Relationship of the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs with Concrete Strength. ACI Structural Journal. V. 87. No 1. Pp 66-71. 1990.
- [48] LOVROVICH, J. e MCLEAN, D. Punching Shear Behavior of Slabs with Varying Span Deth Ratios. ACI Structural Journal. V. 87. pp. 507-511. 1990.
- [49] MARZOUK, H. e HUSSEIN, A. Experimental Investigation on the Behavior of High-Strength Concrete Slabs. ACI Structural Journal. 1991.
- [50] RAMDANE, K. Punching Shear of High-Performance Concrete Slabs. Proceedings of the 4th international symposium on the utilisation of high strength high-performance concrete. Paris; 1996. p. 1015–26. 1993.
- [51] TOMASZEWICZ, A. High-Strength Concrete. SP2 Plates and Shells. Report 2.3 Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs. Nº STF70 A93082, SINTEF Structures and Concrete, Trondheim. 1993.
- [52] HALLGREN, M. Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs. Tese de Doutorado, KTH Stockholm, TRITA-BKN. Bulletin No. 23, 150p. 1996.
- [53] LI, K. K. L. Influence of size on punching shear strength of concrete slabs. Dissertação de Mestrado. McGill University. Montreal. 78 pp. 2000.
- [54] BIRKLE, G. e DILGER, W.H. Influence of Slab Thickness on Punching Shear Strength. ACI Structural Journal. Vol. 105, Nº 2 Março-Abril. 2008.
- [55] SUNDQUIST H, KINNUNEN S. The effect of column head and drop panels on the punching capacity of flat slabs. Bulletin No. 82. Department of Civil and Architectural Engineering. Royal Institute of Technology. Stockholm, 24 pp. (in Swedish with summary and Figure captions in English). 2004.
- [56] MARZOUK, H, HOSSIN, M. Crack analysis of reinforced concrete two-way slabs. Research Report RCS01, Faculty of Engineering and Applied Science, Memorial University of Newfoundland, St. John's, Newfoundland. 2007.
- [57] MARZOUK, H. RIZK. Punching analysis of reinforced concrete two-way slabs. Research Report RCS01, Faculty of Engineering and Applied Science, Memorial University of Newfoundland, St. John's, Newfoundland, Canada. 2009.
- [58] LIPS, S., RUIZ, M. F. e MUTTONI, A. Experimental Investigation on the Punching Strength and the Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs, ACI Structural Journal. V. 109. No 6. Pp. 889-899. 2012.
- [59] BINICI, B. Punching shear strengthening of reinforced concrete slabs using fibre reinforced polymers. PhD thesis, the University of Texas at Austin, USA, 284p. 2003.
- [60] BINICI, B., BAYRAK, O. Upgrading of slab-column connections using fibre reinforced polymers. Engineering Structures, v. 27, p. 97-107, 2005.
- [61] ERDOGAN, H.; BINICI, B.; OZCEBE, G., Effect of column rectangularity on CFRP strengthened RC flat plates. Magazine of Concrete Research, v. 63, n.7, p. 511-525, 2011.
- [62] RODRIGUES, H. L. S., SILVA, P. M., OLIVEIRA, D. R. C. Flat slabs strengthened to punching with carbon fibre reinforced polymer (CFRP) dowels. Acta Scientiarum. V. 37, No 4. 2015.

6. Lista de símbolos

- ϵ_{fu} deformação última do PRFC
- γ_c fator de segurança para minoração do concreto
- $\gamma_{\rm s}$ fator de segurança para minoração da resistência do aço

 γ_{PRFC} – fator de segurança para minoração de resistência do PRFC η_{c} – coeficiente que leva em consideração o desempenho do tipo de armadura para a resistência a punção dentro da região das armaduras

- ρ taxa de armadura de flexão
- $\sigma_{\!\scriptscriptstyle w}$ tensão efetiva na armadura de reforço
- $\tau_{_{\rm R}}$ tensão resistente
- v_{min} tensão resistente mínima à punção
- a maior dimensão do pilar
- b menor dimensão do pilar
- c dimensão do pilar
- *d* altura útil
- $f_{\rm c}$ resistência média à compressão do concreto
- $f_{\rm c}'$ resistência especificada à compressão do concreto
- $f_{\rm ck}$ resistência característica à compressão do concreto
- f_{yw} tensão de escoamento do conector de aço
- \dot{k} efeito escala

 $k_{\rm sys}$ – coeficiente que leva em consideração o desempenho do tipo de armadura na resistência do esmagamento da biela

- s_0 distância entre a primeira camada de reforço e a face do pilar
- s_r distância radial entre camadas subsequentes de reforço
- u_0 perímetro do pilar
- u_1 perímetro de controle dentro da região reforçada
- u_{out} perímetro de controle fora da região reforçada
- $A_{\rm sw}$ área de aço de uma camada de armadura de reforço
- C pilares de seção circular
- C conectores de aço pós instalados
- D reforço do tipo "dowel"
- $E_{_{\mathrm{PRFC}}}$ módulo de elasticidade do PRFC
- R pilares de seção retangular
- R² coeficiente de correlação linear dos resultados
- S pilares de seção quadrada
- S reforço do tipo "stitch"
- $V_{_{\mathrm{R,c}}}$ resistência à punção provida pelo concreto
- V_{R.s}_resistência à punção provida pela armadura de reforço
- $V_{\rm Rcs}$ resistência à punção dentro da região reforçada ao cisalhamento
- V_{R.max} resistência ao esmagamento da biela próxima ao pilar
- $V_{\rm R,out}$ resistência à punção fora da região reforçada ao cisalhamento
- $V_{\rm teo}$ resistência teórica à punção
- V_{u} resistência experimental



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Discussion about progressive collapse of masonry buildings

Discussão sobre colapso progressivo em edifícios de alvenaria estrutural



T. R. C. FELIPE * tulio-raunyr@usp.br https://orcid.org/0000-0002-3958-4643

V. G. HAACH a vghaach@sc.usp.br https://orcid.org/0000-0002-9501-4450

Abstract

Most standards indicate the need of the evaluation of abnormal loads in the structural design, but in general, they do not provide many details about these actions and how to consider them in the design. The consequence of not considering these actions may be to the progressive collapse of the structure. This type of failure can be avoided by design of elements with sufficient robustness to control possible localized damage, ensuring adequate time for emergency measures to be taken. This work aims to discuss the progressive collapse and the behavior of masonry buildings subject to abnormal loads. An extensive literature review is carried out, highlighting the main procedures and strategies to mitigate this issue and the guidelines available in the standards. It is concluded that there is still an absence of works that deal with this kind of action in masonry buildings.

Keywords: masonry, abnormal loads, progressive collapse, robustness.

Resumo

A maioria dos códigos normativos cita a necessidade da avaliação de ações excepcionais no projeto de estruturas, porém sem fornecer muitos detalhes de quais seriam estas ações e como considerá-las. A consequência da não consideração destas ações pode levar ao colapso progressivo da estrutura. Este tipo de ruína pode ser evitado projetando-se estruturas com robustez suficiente para controlar possíveis danos localizados, proporcionando tempo suficiente para que medidas de emergência sejam realizadas. Este trabalho tem como objetivo discutir o colapso progressivo e o comportamento de edifícios em alvenaria estrutural sujeitos a ações excepcionais. Para tal, uma extensa revisão teórica é realizada, destacando os principais procedimentos e estratégias para mitigação dessa problemática e as diretrizes de projeto disponíveis nos códigos normativos. Conclui-se que ainda faltam trabalhos específicos que tratam sobre as ações excepcionais em edifícios de alvenaria estrutural.

Palavras-chave: alvenaria, danos acidentais, colapso progressivo, robustez.

Received: 08 Mar 2016 • Accepted: 16 May 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, SP, Brazil.

1. Introduction

The federal government social programme *Minha Casa Minha Vida* boosted the construction system named structural masonry all over the country. This system has become a sustainable technological alternative to residential construction building for the middle-class and lower-middle-class families. Brazilian builders have been widely applied it to the new projects.

Since, the increase in productivity due to the characteristics of modulation and rationalization of this process reflects in the decrease of material waste and the final costs of the building.

In masonry buildings, the wall is the structural element, which means damages or possible removal of these elements may lead to serious risk of structural collapse due to the appearance of additional internal forces. Unfortunately, due to the ignorance of some users, it is common in residential buildings, the removal of walls to increase environments without the permission of technical person responsible for the project. Therefore, there is a great concern about the occurrence of abnormal loads, which generate disproportional damages.

The abnormal loadings (vehicle impact, gas explosion, terrorist attack, etc.) are not usually considered in building designs due to their low probability of occurrence. Nevertheless, in the occurrence of these events, several problems can occur in the structures, such as the progressive collapse. The accident at the Ronan Point Building in 1968 in the city of London started the search for better predictions of abnormal loads and progressive collapse in structures. This event resulted in the update of international recommendations and standards.

The Brazilian masonry building standards, [1] and [2], published in 2010 and 2011, respectively, have not specific design guidelines about abnormal loadings or progressive collapse. However, they have informative annexes with some general recommendations about these subjects.

Concerning concrete structures, the Brazilian standard [3] cites the ultimate limit state of progressive collapse as something to be checked to ensure the safety of structures. In sections 19.5 and 20.3 the standard recommends additional reinforcements for slabs in order to guarantee local ductility and consequently protection against progressive collapse. The precast concrete standard [4] in section 5.1.1.4 emphasizes that the engineer should take special care in detailing the structure to minimize the occurrence of progressive collapse. On the other hand, standard of concrete wall castes in place for residential buildings [5] does not comment anything about this subject. Therefore, it should be highlighted that only some Brazilian standards indicate the concern regarding abnormal loadings and progressive collapse, however, without many guidelines to help on the building design. The historical of structures that have undergone the progressive collapse in Brazil, such as the Liberdade Building in Rio de Janeiro in 2012, with the death 22 people, shows that engineers should discuss more this subject. Therefore, this work intends to discuss current strategies to mitigate progressive collapse in masonry structures. Note that design a masonry structure by evaluating the possibility of abnormal loadings, with the goal of reducing the probability of occurrence of progressive collapse, requires a differentiated view of the engineer. Also, the load combinations described in Brazilian standards do not take into account their effects on structures.

2. Abnormal loads and progressive collapse

Failure of a structure subjected to abnormal loadings is associated with significant economic implications and severe social repercussions. Although abnormal loadings and progressive collapse is events with a low probability of occurrence, their consequences have a deep impact on society due to the loss of life.

Several authors ([6], [7] and [8]) assert that events that include abnormal loads are not generally considered in building design, which implies the possibility of loss of structural integrity due to their occurrences. Also, such loads may lead to the partial or total collapse of buildings and loss of a high number of human lives ([9], [10], [11] and [12]).

Ellingwood [13] and Eurocode [14] recommend that the damage in the building after abnormal loads does do not exceed 15% of the floor area, nor 100 m², and, in the vertical direction, does not extend beyond the adjacent floors to the location of the event. However, Eurocode [14] emphasizes that localized damage to a structural element may be acceptable if the building preserves its structural integrity for a sufficient period to allow necessary emergency measures to be take.

The researchers ([15] and [16]) point out that currently, the standard that more details the progressive collapse is the UFC [17]. Nevertheless, this standard is more suitable for frame structures, where the loss of a column instantly in a possible abnormal loading is the primary factor that takes in the occurrence of a progressive collapse.

Progressive collapse can be understood as an "incremental" rupture and develops, in a chain reaction mechanism, in which cause the failure of the building. If the structure has not sufficient robustness, abnormal loads cause localized damages that construction cannot absorb or contain. Accordingly, the final state is disproportionate to the event that initiated it ([18], [19] e [20]). For researchers [6] and [21] progressive collapse is the gradual failure of the building due to initial damage to an element that leads to the rupture of the structure or part of it.

Ellingwood [11] and Dusenberry [22] affirm that specific designs that ensure safety from abnormal loads have not been standardized in the United States or nowhere else in the world. Nevertheless, codes dealing with the progressive collapse use an empirical approach to this issue through passive guidelines to increase the robustness of the structure.

The classical examples of progressive collapse into buildings mentioned in the literature review have been in concrete and mostly in precast concrete structures because given the lack of continuity in the link of the structural system these are more susceptible to collapse.

Concerning the progressive collapse in masonry buildings, there are insufficient guidelines, since the works that deal with the subject do not show the needed procedures to minimize their occurrence. This lack of guidelines is due to the difficulty of evaluating the fragile, heterogeneous and anisotropic behavior of masonry ([16]). One of the first works to deal with the progressive collapse in masonry structures was performed by Mcguire [23]. This researcher conducted a case study on the progressive collapse of masonry building in the prevention of abnormal load through the British standard [30]. The author recommends that the structure is analyzed through the alternate load paths and the specific local resistance, both procedures described in section 3.

Hendry [24] made a study of the fundamental architectural concepts of masonry buildings regarding abnormal loads. This author verified three basic kinds of architectural details that need particular attention: a) external wall without flange; b) internal wall without flange; and c) when the removal of a wall produces a large stress concentration in a small area of other walls.

Ellingwood et al. [25] through a structural reliability analysis conducted a case study for an eight-story building of ceramic blocks masonry. The abnormal load of the building was based, on an explosion in the kitchen of an apartment on the eighth floor. Such strategy was used to demystify the idea that structural elements in upper floors would not lead to the collapse of the structure. These researchers calculated the probability of failure of the structure considering the failure mode of the flexural compression walls measuring values of the order of 10^{-4} and 10^{-6} , respectively, in the eighth and first floor. They concluded that the lack of continuity and ductility of masonry structures make them susceptible to progressive collapse.

3. The mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse

In the design of a building, the engineer should consider the dead and live loads with their partial and representative factors in the load combinations described by the standards.

The load combinations take into account the occurrence of the actions from low-probability and high-consequence events, providing a safety margin against minor abnormal loads. However, the engineer should ensure that the structure has sufficient redundancy, strength, and ductility to mitigate the event of a progressive collapse.

Due to the low probability of abnormal loads, it is common the engineers address passive protection measures rather than evaluate those loads in the structure. Such measures are carried out by introducing ties anchored along some predefined structural elements ([17], [18] e [19]). However, those measures are obtained from laws of a phenomenological nature. Therefore, the use of ties may generate an undesirable effect because there is a probability that in the event of a localized collapse, other interconnected elements will be pulled, becoming a chain reaction mechanism that can cause the progressive collapse of the structure.

In the literature, the term robustness often appears as a way to minimize the damage caused by the progressive collapse. Nevertheless, there is not general agreement about the precise meaning of robustness.

UFC [17], ASCE 7 [18], NISTIR [19] and GSA [26], prescribe two approaches to project building structures considering the possibility of progressive collapse: indirect design and direct design.

3.1 Indirect design approach

The indirect design approach consists implicitly of predicting minimum requirements of strength, continuity, and ductility. These

requirements are satisfied when the engineer uses one of the following standards UFC [17], ASCE 7 [18], NISTIR [19] and GSA [26]. However, the indirect design guidelines alone do not guarantee structural integrity in the eventual progressive collapse of the structure. In the indirect design approach, the engineer can still use the Tie Force method. This procedure consists to enhance continuity, ductility, and structural redundancy by specifying minimum tensile forces through ties that should be used to attach the structure.

To mobilize alternative paths for the load transfer in case of a localized failure of a structural element, the engineer must use extra ties anchored in the structural elements, not provided for in the usual design of the structure. UFC [17] prescribes the horizontal ties must be provided: longitudinal, transverse, and peripheral between beams and slabs. Vertical ties are applied in columns and load-bearing walls.

To use this approach, the engineer must check following equation of ultimate limit state:

$$\phi R_n \ge R_u \tag{1}$$

where, ϕ is the strength reduction factor, R_n is the nominal tie strength calculated with the appropriate material specific code, including the over-strength factors form Chapters 5 to 8 of ASCE 41 [27], and R_n is the required tie strength.

To uniform floor load the required tie strength is determinate by following load combination:

$$w = 1.2F_g + 0.5F_g$$
(2)

Where, *w* is the floor load (KN/m²), F_g is the dead load (KN/m²), and F_g is the live load (KN/m²).

From the slab shown in Fig. 1 a), it is possible to deduce an equation for the calculation of the required tie strength in the limit situation, considering the deformed position of the slab after the removal of support at point B in Fig.1 b).

By equilibrium of moments at point B' Fig.1 b), the required tie strength is written by Eq. (3).

$$F_t = \frac{w(L_1 + L_2)^2}{8\delta v} = R_u$$
(3)

The needed reinforcement to ensure continuity by the supports is calculated by Eq. (4).

$$A_s = \frac{F_t}{\phi R_n} \tag{4}$$

3.2 Direct design approach

Direct design approach considers the resistance to progressive collapse explicitly. This approach includes the specific local resistance (SLR) method and alternate load paths (ALP) method.

3.2.1 Specific local resistance (SLR)

This method provides extra strength in key elements that are needed for overall stability. The SLR is used for a predefined event. Therefore, the engineer evaluates the efforts in the structural elements considering in the load combinations their several effects, for instance, terrorist attacks, explosions, fires, and earthquakes. According to Ellingwood [28], one way of implementing this approach is merely to increase the partial factors of safety over the usual design loads. However, increasing the partial factors of safety may not be an adequate solution. Because when the structure is subjected to collapse, the failure modes may be different from those initially considered to calibrate the factors. Thus, its increase to the current failure modes becomes irrelevant.

3.2.2 Alternate load paths (ALP)

The ALP approach focuses on the evaluation of the behavior of the structure following the occurrence of the removal of load-bearing elements. Thus, the structural system should be capable of bridging over a missing structural component. Nevertheless, UFC [17] comment that the application of this approach must be evaluated through 3D modeling of the structure.

According to the UFC [17] and GSA [26], three analysis procedures can be used to evaluate the ALP; they are linear static analysis, nonlinear static analysis, and nonlinear dynamic analysis. Regardless of the analysis considered, it is necessary to analyze the structure acceptance criterion. The demand-capacity ratio (DCR) performs this evaluation. The DCR is defined by:

$$DCR = \frac{Q_{ud,lim}}{Q_{ce}}$$
(5)

where, $Q_{ud,lim}$ is the resulting actions (internal forces and moments) after to apply the ALP, and Q_{ce} is the expected strength of the component or element, as specified in Chapters 4 to 8 of the UFC [17]. The value of the DCR must be in the restricted range between 1 and 2. Consequently, structural elements outside these limits have a high probability of collapse.

To evaluate the Eq. (5) the engineer must carry out a check in the deformation-controlled actions and force-controlled actions. According to UFC [17] and GSA [26], to compute the deformation-controlled actions, followed loads combination should simultaneously applied:

 Increased gravity loads for floor areas above removed column or wall.

$$G_{ld} = \Omega_{ld} [1.2F_g + (0.5F_g \text{ or } 0.2F_s)]$$
(6)

where, G_{ld} is the increased gravity loads for deformation-controlled actions for linear static analysis, Ω_{ld} is the load increase factor for calculating deformation-controlled actions for linear static analysis defined in Table 3.4 of the UFC [17], and F_s is the snow load.



II) Gravity loads for floor areas away from the removed column or wall.

$$G = \left[1.2F_g + \left(0.5F_q \text{ or } 0.2F_s\right)\right] \therefore G = gravity \ loads \tag{7}$$

Load case for force-controlled actions must be calculated simultaneously applying the following loads combination ([17] and [26]).

III) Increased gravity loads for floor areas above removed column or wall.

$$G_{lf} = \Omega_{lf} \left[1.2F_g + \left(0.5F_q \ or \ 0.2F_s \right) \right]$$
(8)

where, $G_{\rm ff}$ is the increased gravity loads for force-controlled actions for linear static analysis, $\Omega_{\rm ff}$ is the load increase factor for calculating force-controlled actions for linear static analysis defined in Table 3.4 of the UFC [17].

IV) Gravity loads for floor areas away from the removed column or wall: use Eq. (7) to compute the load *G*.

Due to the complexity, nonlinear procedures have been used less frequently for progressive collapse analyses than that linear procedures. However, according to GSA [26], if the engineer has knowledge and experience about nonlinear analysis he can use following those loads combination to perform this analysis.

V) Static analysis loading.

$$G_{sln} = 2(F_g + 0.25F_q) \quad \therefore \quad G_{sln} = static \ load \ for \ nonlinear \ analysis \qquad (9)$$

VI) Dynamic analysis loading.

$$G_{din} = (F_g + 0.25F_q) \therefore G_{din} = dynamic load for nonlinear analysis (10)$$

Additionally, the engineer must evaluate acceptance criteria for the nonlinear analysis presented in Table 2.1 of the GSA [26].

4. Current standard approaches progressive collapse

Nowadays, the consideration of abnormal loads and progressive collapse in new building construction has been inserted into the main standards as UFC [17], ASCE 7 [18], NISTIR [19] and GSA [26] and the Russian standard STO [29], which establish guidelines for prevention of progressive collapse of frame structures. Concerning masonry buildings, UFC [17] in Chapter 6 prescribes



Figure 1

a) removal of the slab support at point B; b) deformed position after removal of support at point B

that these buildings be analyzed by the tie force requirements or by the alternate load path method.

NISTIR [19] prescribe in section 4.2.2 that peripheral and horizontal ties should be provided along the whole perimeter within a nominal distance of slab edge in case of masonry structures. Those ties should be anchored at reentrant corners, wheras, vertical ties shall be fixed floor-to-floor at load-bearing walls. According to section 5.4.2 of the NISTIR [19], the following design checks should be evaluated for enhancing the robustness of masonry buildings. The membrane behavior of slabs should be consolidated providing additional reinforcements if possible. Concerning reinforced masonry, should provide continuous steel in both directions; provide at least one horizontal bar along each course and one vertical bar in each cell so that wall has potential to support an eventual abnormal loading.

To consider abnormal loads, ASCE 7 [18] prescribes the following gravity load combination (G_a):

$$G_d = (0.9 \text{ or } 1.2)F_g + F_{abn} + 0.5F_q + 0.2F_w$$
(11)

in which, F_w is the wind load, and F_{abn} is the load or load effect resulting from an abnormal load. Concerning to F_{abn} , the engineer can use a force, for instance, such as an explosion or impact, or deformation related, as in case of fire.

GSA [26] and STO [29] deal with guidelines on concrete structures and not comment on abnormal load and progressive collapse in masonry buildings structural.

A code that highlights particular comments in the guidelines of abnormal loads and progressive collapse for masonry buildings structural is the British standard BS 5628 [30]. BS 5628 [30] differs from other standards since addressed the first guidelines to minimize the occurrence of the abnormal loads. This code in section 37 prescribes recommendations by the tie force approach, which should be considered in design to mitigate the effects of the progressive collapse.

Table 13 of the BS 5628 [30] presents the requirements for full peripheral (T_p) and internal (T_i) ties, according to following equations:

$$f_t(KN) = \begin{cases} 60\\ 20 + 4N_s \end{cases}$$
(12)

$$T_p = f_t \tag{13}$$

$$T_{i}(KN) \leq \begin{cases} f_{t} \\ \frac{f_{t}(F_{g} + F_{q})}{7.5} \begin{pmatrix} L_{a} \\ \frac{1}{5} \end{pmatrix} \end{cases}$$
(14)

in which, f_t is the basic horizontal tie force, N_s is the number of stories (including ground and basement), and L_a is whichever is the lesser of: the greatest distance in meters in the direction of the tie, between the centers of columns or other vertical loadbearing members whether this distance is spanned by a single slab or by a system of beams and slabs; or 5 times floor-to-floor heights.

Additionally, BS 5628 [30] address the Eq. (15) to evaluate ties into an external column or wall.

$$T_e(KN) \le \begin{cases} 2f_t \\ f_t\left(\frac{h}{2.5}\right) & \therefore h = floor - to - floor height in meters \end{cases}$$
(15)

Regarding requirements for full vertical ties, BS 5628 [30] recommend:

- The minimum thickness of a solid wall or one load bearing leaf of a cavity wall is equal to 150 mm;
- The minimum characteristic compressive strength of masonry equal to 5 MPa;
- III) The ratio between the free height of a column or wall between restraining surfaces and their thickness must be less than or equal 20 times;
- IV) Vertical tie force (T_v) given by:

$$T_{\nu}(KN) \ge \begin{cases} 100L_e \\ \frac{34A}{8} \left(\frac{h}{t}\right)^2 \end{cases}$$
(16)

in which, respectively, L_e is the length, *t* is the thickness, and *A* is the horizontal cross-sectional area in mm² of the wall or column.

V) The distance of ties 5 meters maximum along the wall and 2.5 meters maximum from a free end of any wall.

Nevertheless, BS 5628 [30] does not comment direct design guidelines as a solution to increase the structural integrity of masonry buildings structural.

5. Current research

With concerns about terrorist attacks on buildings several researchers ([31], [32], [33], [34], [35] and [36]) began to study the behavior of structures when subjected to explosions. These studies were generally restricted to concrete and steel structures.

Regarding masonry buildings, in 2013, researchers from Mc-Master University, Canada, conducted experimental tests on three reinforced masonry walls to evaluate their response when subjected to an explosion. These walls were compared with unreinforced masonry walls subjected to the same explosion loads. The level of permanent strain was significantly lower in the reinforced masonry walls, shown its ability to prevent progressive collapse [37].

Lu et al. [38] and Pham et al. [39] evaluated the behavior of slabs in the occurrence of a progressive collapse. These authors concluded that the residual strength of slabs, given by membrane mechanisms contribute to the resistance of progressive collapse. However, it is needed to analyze the influence of the interaction between the beams and slabs, given the removal of a support element.

Felipe [40] proposed a Systematic Reliability-based Approach to Progressive Collapse (SRAPC). This procedure provides a more accurate measurement of risks through an approach that uses structural reliability analysis [41]. Also, it is possible to determine the coefficients of importance and vulnerability to identify the key elements for structure. The identification of these elements is useful since the engineer can increase its strength to mitigate the occurrence of the progressive collapse [41].

6. Future perspectives

The future perspectives are to insert the structural reliability analysis and SRAPC approach to evaluate the effects of the abnormal loads and progressive collapse. Thus, to determine the key elements and to prescribe guidelines based on a probabilistic theory. Therefore, providing robustness and structural integrity to new building designs.

~ ~

7. Conclusions

The paper concludes that there is lack of publications that address the probability of failure of masonry buildings when subjected to abnormal loads. The way in which standards deal with the progressive collapse of the masonry buildings using the indirect design approach and passive guidelines does not allow complete prevention when abnormal loads occur. These codes do not measure the probability of collapse of the structure, as well as they do not detect the most vulnerable elements.

In most cases, the guidelines of the codes established ties between slabs and walls to provide local ductility in the structure. It is known that these ties increase the continuity of the links between the structural elements and consequently the robustness of the structure. However, the failure of a wall can influence other walls resulting in a chain effect that culminates in the progressive collapse of the structure. Also, there is lack of publications in the review literature that measure the efficiency of these ties in mitigating abnormal loads.

8. Acknowledgments

This study was financed in part by Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Supereior – Brasil (CAPES) – Finance Code 001 and Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – Brasil (CNPq).

9. References

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos Parte 1: Projeto. -NBR 15812, Rio de Janeiro, 2010.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto Parte 1: Projeto.
 - NBR 15961, Rio de Janeiro, 2011.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimentos. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado. - NBR 9062, Rio de Janeiro, 2006.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Parede de Concreto Moldada no Local para a Construção de Edificações – Requisitos e Procendimentos. - NBR 16055, Rio de Janeiro, 2012.
- [6] KOZLOVA, P. The phenomenon of progressive collapse according to Russian norms, Lappeenranta, 2013, Bachelor's Thesis – Saimaa University of Applied Sciences, 93 p.
- [7] VASILIEVA, A. Progressive collapse and methods of prevention, Lappeenranta, 2013, Bachelor's Thesis – Saimaa University of Applied Sciences, 86 p.
- [8] Ellingwood B, Leyendecker EV, James TP. Probability of failure from abnormal load. Journal of Structural Engineering, v.109, n.4, 1982; p.875-890.
- [9] HAACH, V. G. Danos acidentais. *In*: Construções em Alvenaria Estrutural: Materiais, Projeto e Desempenho, São Paulo: Blucher, 1ed, 2015, cap.7, p.219-231.

- [10] ELLINGWOOD, B. Strategies for mitigating risk of progressive collapse. *In:* ASCE/SEI Structures Congress, New York, 2005.
- [11] Ellingwood B, Dusenberry DO. Building design for abnormal loads and progressive collapse. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, v.20, s/n, 2005; p.194-205.
- [12] Ellingwood B. Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse. Journal of Performance of Constructed Facilities, v.20, n.4, 2006; p.315-323.
- [13] Ellingwood B. Strategies for mitigating risk to buildings from abnormal load events. International Journal of Risk Assessment and Management, v.6-7, n.6, 2007; p.828-845.
- [14] EUROPEAN STANDARD. Actions on Structures part 1-7. Eurocode 1, Brussels, 2003.
- [15] Dat PX, Hai TK, Jun Y. A simplified approach to assess progressive collapse resistance of reinforced concrete framed structures. Journal Engineering Structures, v.101, s/n, 2015; p.45-57.
- [16] KOUSGAARD A, ERDOGMUS E. State-of-the-art review: analysis and rehabilitation of existing masonry walls against progressive collapse. *In*: AEI 2015: Birth and Life of the Integrated Building – Proceedings of the AEI Conference 2015. [S.L.: s.n], 2015. p. 421-432.
- [17] DEPARTMENT OF DEFENSE. Design of building to resist progressive collapse. – UFC 4-023-03, Washington, 2009.
- [18] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Minimum design loads for buildings other structures. – ASCE 7, Reston, VA, 2005.
- [19] NATIONAL INSTITUTE OF STANDARD AND TECHNOLO-GY. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings, technology administration. – NISTIR 7396, Gaithersburg, MD, 2007.
- [20] Laranjeiras, A. Colapso progressive dos edifícios: breve introdução. TQS News, 2011; p.36-48.
- [21] HABERLAND M, STAROSSEK U. Progressive collapse nomenclature. *In:* ASCE/SEI Structures Congress, New York, 2009.
- [22] DUSENBERRY DO, JUNEJA G. Review of existing guidelines and provisions related to progressive collapse. *In*: Workshop on Prevention of Progressive Collapse, [S.L], 2002.
- [23] MCGUIRE W. Prevention of progressive collapse. In: Proc. Regional Conf. on Tall Buildings, Institute of Technology, Thailand, 1974. p. 851-865.
- [24] HENDRY, A. W. Structural Brickwork. Halsted Press, 1981.
- [25] Ellingwood B, Leyendecker EV, Yao JTP. Probability of failure from abnormal load. Journal of Structural Engineering-ASCE, v.109, n.4, 1983, p. 875-890.
- [26] GENERAL SERVICES ADMINISTRATION. Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal buildings and major modernization projects. – GSA, Washington, DC, 2003.
- [27] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Seismic rehabilitation of existing buildings. – ASCE 41, Reston, VA, 2006.
- [28] ELLINGWOOD B, LEYENDECKER EV. Design methods for reducing the risk of progressive collapse in buildings,

[S.L]: US Dept. of Commerce, National Bureau of Standards, 2ed, 1977.

- [29] STO. Prevention of progressive collapse of reinforced concrete monolithic structures of buildings. – STO-008-02495342, Moscow, 2009.
- [30] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Code of practice for use of masonry – part 1. – BS 5628-1, London, 1992.
- [31] Smith PP, Byfield MP, Goode DJ. Buildings robustness research during world war II. Journal of Performance of Constructed Facilities, v.24, n.6, 2010; p.529-535.
- [32] Wu CQ, Hao H. Safe scaled distance for masonry infilled RC frame structures subjected to airblast loads. Journal of Performance of Constructed Facilities, v.21, n.6, 2007; p.422-431.
- [33] Luccioni BM, Ambrosini RD, Danesi RF. Analysis of buildings collapse under blast loads. Journal Engineering Structures, v.26, s\n, 2004; p.63-71.
- [34] Corley WG, Mlakar PF, Sozen MA, Thornton CH. The Oklahoma City bombing: summary and recommendations for multihazard mitigation. Journal of Performance of Constructed Facilities, v.12, n.3, 1998; p.100-112.
- [35] Longinow A, Mniszewski KR. Protection buildings against vehicle bomb attacks. Journal Practice Periodical on Structural Design and Construction, v.1, n.1, 1996; p.51-54.
- [36] Yokel FY, Wright RN, Stone WC. Progressive collapse: US office buildings in Moscow. Journal of Performance of Constructed Facilities, v.3, n.1, 1989; p.57-75.
- [37] EI-DAKHAKHI W, MEKKY W, TAIT M, SIMONDS K, ELSAYE M. Resilient reinforced masonry loadbearing wall system to mitigate progressive collapse. *In*: 10th International Conference on Shock and Impact Loads on Structures, [S.I], 2009, p. 173-181.
- [38] Lu X, et al.. Experimental investigation of RC beam-slab substructures against progressive collapse subject to an edge-column-removal scenario. Engineering Structures, Elsevier, 2016.
- [39] Pham AT, Tan KH, Yu J. Numerical investigations on static and dynamic responses of reinforced concrete sub-assemblages under progressive collapse. Engineering Structures, Elsevier, 2016.
- [40] FELIPE, T. R. C. Novo método para a avaliação do risco do colapso progressivo em edifícios de alvenaria estrutural, São Carlos, 2017, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 148 p.
- [41] Felipe TRC, Haach VG, Beck AT. Systematic reliabilitybased approach to progressive collapse. ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems - Part A: Civil Engineering, v.4, n.4, 2018, p.04018039-9.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Retarding effect of grinding dust and its influence on the physical-mechanical and rheological properties of cementitious matrices

Efeito retardador do pó de retifica e sua influência nas propriedades físico-mecânicas e reológicas das matrizes cimentícias







R. D. MARIANO * raphael_mariano500@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-8961-4866

J. S. ANDRADE NETO a josedasilvaandradeneto@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-9655-2659

M. R. MORELLI ^b morelli@ufscar.br https://orcid.org/0000-0003-4304-7901

D. V. RIBEIRO a verasribeiro@hotmail.com https://orcid.org/0000-0003-3328-1489

Abstract

The present study evaluated the feasibility of the use of grinding dust (GD), a waste generated in the clutch disc finishing process, as a retardant additive in cementitious matrices. For this, the waste was added in contents of 5%, 10% and 15%, relative to the cement weight, and the setting time was determined by the Vicat method. In addition, the influence of this material on rheology (flow table, squeeze-flow and rotational rheometry) and on the physical-mechanical properties of the hardened matrices was analyzed. The results indicated an increase in setting time and a reduction in the fluidity of the mortars as a function of the addition of GD and the best results for the hardened state properties were verified for the cementitious matrices containing a 5% addition. Therefore, it was observed that GD is effective in retarding the setting time, presenting great potential for use in civil construction, without impairing its properties.

Keywords: waste, grinding dust, retarding admixture, rheology, physical-mechanical properties.

Resumo

O presente estudo avaliou a viabilidade da utilização do pó de retífica (PR), resíduo gerado na produção de revestimentos de discos de embreagem, como aditivo retardador em matrizes cimentícias. Para isso, o PR foi adicionado nos teores de 5%, 10% e 15%, em relação à massa de cimento, e avaliou-se o efeito desta adição no tempo de pega, pelo método de Vicat. Além destes ensaios, foi analisada a influência deste material na reologia (*flow table, squeeze-flow* e reometria rotacional) e nas propriedades físico-mecânicas das matrizes endurecidas. Os resultados indicaram um retardo de pega crescente em função de um maior teor de PR adicionado e uma redução na fluidez das matrizes cimentícias, sendo que os melhores resultados para as propriedades no estado endurecido foram verificados para as matrizes cimentícias contendo 5% de adição. Assim, observou-se que o PR é eficaz no retardo da pega, apresentando grande potencial de utilização na construção civil, sem prejudicar as suas propriedades.

Palavras-chave: resíduo, pó de retífica, aditivo retardador, reologia, propriedades físico-mecânicas.

^a Universidade Federal da Bahia, Laboratório de Ensaios em Durabilidade dos Materiais, Salvador, BA, Brasil;
 ^b Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia de Materiais, São Carlos, SP, Brasil.

Received: 01 Oct 2018 • Accepted: 06 Nov 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introduction

The use of industrial waste as additives to cement matrices or supplementary cementitious materials (SCM) has been thoroughly studied in the past years. In several countries, such wastes are being viewed from a new perspective, as important inputs in production and with aggregate economic value, being considered byproducts [1]. The development of uses for these wastes has also become a focus of the productive process.

Among the different wastes generated by the automotive industry is grinding dust (GD), a powdery material generated in the production of clutch discs, during the machining stage. The generation of this waste in Brazil by ZF Sachs do Brasil, the largest industry in the sector, is approximately 40 tonnes/month, according to data presented in Figure 1. The decrease in GD generated in recent years is probably associated with the economic recession in Brazil that has had a direct impact on the sale of automobiles and, consequently, the production of clutch discs.

The grinding dust of the clutch discs is the waste generated in the finishing process, carried out by sanding and drilling. The process of making clutch discs begins with the production of mixed fibers (composed of metallic fibers, polymer fibers and glass fiber) which are interlaced and immersed in a solution of rubber in a bath containing the other additives used for the final composition of the product [2]. The discs are then shaped from this rubberized pre-product and taken to a hot press tower. The product is perforated and rectified and the material generated in this process is collected by a suction system [2]. The process of production of clutch discs and generation of GD can be seen in Figure 2.

Nowadays, grinding dust it is normally not re-used and/or recycled, being destined to incineration. This is not the most environmentally friendly practice of disposing of wastes due to the emission of pollutants and contamination of neighboring communities [3]. Studies that aim to develop alternatives for reuse and/or recycling of grinding dust are extremely necessary.

However, due to the highly hazardous nature of the waste and the small number of sites in the world that generate it, the amount of scientific work that deals with the reuse of grinding dust from clutch discs is scarce. RIBEIRO and MORELLI [4, 5] and RIBEIRO *et al.*



Figure 1

Average amount of Grinding Dust generated per month by ZF Sachs do Brasil in the recent years



Figure 2 Schematic representation of the production process of clutch discs [2]

[6] evaluated the influence of the addition of this waste on the properties of magnesium phosphate cement matrices, such as setting time, mechanical strength and durability, but did not evaluate its effect when added to Portland cement matrices.

Alkaline matrices, such as Portland cement, are commonly used for waste conditioning due to the low cost, a long history of use and easily accessible technology used. Its high alkalinity, with pH around 12.5, greatly reduces the solubility of various toxic or hazardous inorganic compounds and inhibits microbiological processes. In addition, as observed by RIBEIRO and MORELLI [5], grinding dust contains zinc oxide (ZnO) and copper (CuO) oxides, as well as phenolic resins, which are known to retard the cement hydration process [7 – 22].

Several studies [7 - 16] show that the presence of zinc and its compounds influence the hydration of cement with the formation of zinc hydroxide $[Zn(OH)_2]$. During the hydration process, the high concentrations of Ca²⁺ and OH⁻ in the pores causes Zn(OH)₂ to react, according to equation (1), to form calcium hydroxy-zincate $[CaZn_2(OH)_6.2H_2O]$.

$$2 \operatorname{Zn}(OH)_2 + 2 \operatorname{OH}^- + \operatorname{Ca}^{2+} + 2 \operatorname{H}_2 O \rightarrow \operatorname{CaZn}_2(OH)_6.2\operatorname{H}_2 O$$
(1)

Although some research has related the delay in the hydration process with the presence of zinc, with the formation of calcium hydroxy-zincate, there is no consensus regarding the agent or process responsible for the delay. For ARIGUIE and GRANDET [7] and LI *et al.* [10], the retarding effect of ZnO is attributed to the precipitation of zinc hydroxide on the grains of cement. While for YOUSUF *et al.* [11] and ASAVAPISIT *et al.* [12], the delay is related to the precipitation of hydroxy-zincate. For both theories, the delay is explained by the formation of a layer of low permeability and solubility around the anhydrous cement particles, which hinders the transport of ions and water, thus slowing down the hydration process.

According to STEPHAN *et al.* [13], TREZZA [14] and WEEKS *et al.* [15], the delay in the setting time is caused by the calcium hydroxyzincate, which consumes calcium and hydroxyl ion in the reaction, preventing them from precipitating and forming C-S-H and portlandite. Thus, until the reaction is complete, the Ca²⁺ and OH⁻ concentrations are kept low and there is no supersaturation, which is required for the precipitation of C-S-H and portlandite. Copper oxide (CuO) and phenolic resins present in the grinding dust are also responsible for retarding the cement hydration process [17-19, 21, 22]. Similar to ZnO, the retarding effect of CuO is also not completely understood and, according to KAKALI *et al.* [20], is due to the formation of a layer $Cu(OH)_2$ on the surface of the cement particles, which hinders the diffusion of ions and the passage of water. In relation to the phenolic resins, at the initial moments of hydration these are adsorbed on the surface of the cement particles, reducing the passage of water and the diffusion of calcium ions [21, 221].

Due to its physical, chemical and mineralogical properties, grinding dust therefore has great potential as a retarder additive to the cementitious matrix, adding value to this waste. However, it is of fundamental importance to observe if the presence of GD, which has high fineness and it is rich in zinc, copper, glass fiber and phenolic resins, does not negatively influence the rheological and physical-mechanical properties of the cementitious matrices.

It is expected that the addition of the grinding dust will have several effects on the cement matrix. Its very fine particles have the potential to fill voids between the hydration products (filler effect), thus reducing porosity and, thereby improving the mechanical properties. The mechanical properties can also be influenced positively by the presence of fibre glass in the GD, which promotes an increase in the tensile strength. On the other hand, the glass fiber hinders the workability of the mixture [23, 24].

The focus of the present paper is to evaluate the potential of use of grinding dust as a retarder additive of setting time in cementitious matrices. Additionally, the effect of the addition of this waste



Figure 3

Micrographs of GD obtained by scanning electron microscopy (SEM), showing: (A) general view of the morphology of the particles present in the GD; (B) approximation of the particle overview; (C) stick-shaped particle; (D) irregular shaped particle



Figure 4

Particle size distribution of GD, cement and sand

on the rheology and on the physical-mechanical properties of the cementitious matrices was analyzed, so as to investigate the technical feasibility of this addition.

2. Materials and methods

2.1 Materials

Portland cement CP V ARI, sand commercialized in the city of Salvador-BA, Brazil, water from the public supply network (Embasa – Empresa Baiana de Água e Saneamento AS) and the grinding dust generated by ZF Sachs do Brasil Ltda., located in São Bernardo do Campo, São Paulo, Brazil, were used to produce the cementitious matrices.

The Portland cement used in this paper has a specific gravity of 3.13 kg/dm^3 and a Blaine specific surface area of $0.4255 \text{ m}^2/\text{g}$. The sand used has a bulk density of 1.46 kg/dm^3 , specific gravity of 2.67 kg/dm^3 , fineness modulus of 1.32 (the sand classified as very fine), maximum particle size of 1.18 mm and 2.20% of powdery material. The grinding dust used has a specific gravity of 2.10 kg/dm^3 and a Blaine specific surface area of $0.2954 \text{ m}^2/\text{g}$. Grinding dust is a very complex material with particles of different shapes and sizes due to their several constituents (metal fibers, polymer fibers and glass fiber), as can be seen in the micrographs shown in Figure 3, which were obtained using a scanning electron microscope (SEM) of Phenom, model Pro-X.

Figures 3c and 3d show this heterogeneity of shapes and sizes. For example, regular shaped particles (Figure 3c) such as rods of different sizes, and other more irregular such as shown in Figure 3d can be seen. The cross section of the rods present in the material are solid, according to the micrograph presented in Figure 3c. This is important because if they were leaked more water would be required to prepare the mixtures with GD [2].

Comparing the particle size distributions of the grinding dust and cement (obtained in a CILAS 1180 laser granulometer) with the sand particle size distribution (obtained by mechanical sieving), we obtain the representation presented in Figure 4. The diameters (D_{50}) obtained for cement, grinding dust and sand were 0.009 mm, 0.028 mm and 0.25 mm, respectively. In relation to GD, the distribution is quite broad, varying from 0.04 µm to 600 µm. However,

Table 1

Chemical composition of the grinding dust, in oxides, determined by XRD

| Constituent | Content (%) | Constituent | Content (%) |
|------------------|-------------|------------------|-------------|
| SO3 | 30.40 | MgO | 1.79 |
| CuO | 20.20 | Fe_2O_3 | 0.58 |
| SiO ₂ | 16.90 | K ₂ O | 0.32 |
| CaO | 13.60 | TiO ₂ | 0.19 |
| ZnO | 4.98 | CsO ₂ | 0.19 |
| AI_2O_3 | 4.20 | P_2O_5 | 0.19 |
| BaO | 4.16 | V_2O_5 | 0.10 |
| MnO | 2.11 | LOI* | 37.70 |

* Loss on ignition.

great care must be taken in analyzing this result because the particle diameters obtained by the laser granulometer are given by the circumferences that circumscribe them. Thus, elongated particles and stick-shaped particles present in GD (see Figure 3) tend to increase the value of the average particle diameter of the waste, thus impairing the analysis of this result.

Table 1 shows the chemical composition of the grinding dust, obtained by X-ray fluorescence (XRF) technique using a Bruker equipment, model S2 Ranger. Among the constituents of the grinding dust, there is copper oxide (CuO), which is recognized as a retarder of cement hydration [17 – 19]. In addition, there is the presence of zinc oxide (ZnO), which even in small quantities is responsible for retarding the setting time of the cementitious matrix very effectively [7-16]. Finally, the presence of sulfur in the GD composition can be observed, which may generate degradation of the cementitious matrix if it is not chemically combined.

Figure 5 shows the X-ray scan of the grinding dust obtained by a Bruker D2 Phaser diffractometer with copper tube, scanning from 5° to 70° (20) and increase of 0.001° /s, with 10mA current and 30kV voltage. Using the DIFFRAC plus-EVA software, with a database centered on the COD system (Crystallography Open Database), it was possible to identify the phases present in the material as well as the amorphous content. It was observed that



Figure 5

X-ray scan of the GD (barite: BaSO₄; bassanite: CaSO₄.1/2H₂O)

its degree of amorphization is 33.7%, probably associated with the presence of glass fiber and phenolic resins in the GD composition. It was also possible to observe the presence of barite (BaSO₄) and basanite (CaSO₄.1/2H₂O), evidencing the presence of sulfates in GD.

Environmental characterization (leaching/solubilization) tests with grinding dust were also performed according to NBR 10005:2004 [25] and 10006:2004 [26]. The results are presented in Table 2, as well as the limits established in NBR 10004:2004 [27].

No elements in higher concentrations than those allowed in the leached extract were detected, which classifies this material as non-hazardous (Class II). On the other hand, in the solubilized extract, higher concentrations than the limits allowed for aluminum, cadmium, lead, manganese, iron and total phenols were detected, which classifies this material as a non-hazardous non-inert waste (Class II-A), unlike the classification found by RIBEIRO and MO-RELLI [5]. This is due to the change in the productive process by the generating industry, which was influenced by more rigorous and restrictive environmental regulation and inspection. In particular, values for solubilization of cadmium and total phenols were much higher than those permitted by the standard.

2.2 Methods

2.2.1 Cementitious matrices mix design

For the evaluation of the influence of grinding dust on the rheology and on the physical-mechanical properties of the cementitious matrix, a mix design of 1.0: 2.6: 0.59 (cement : sand: water) was used, with the addition of three different contents (5%, 10% and 15%, relative to the cement weight), as well as a reference mixture (without the addition of the waste). No limit was specified for the consistency of the cementitious matrices.

2.2.2 Rheological characterization

The flow indexes (flow table) of the cementitious matrices with the addition of grinding dust were determined by the method prescribed by NBR 13276:2005 [28]. For this purpose, a Contenco automatic consistency table, model I-3019-B was used.

The squeeze-flow tests were performed following the recommendations of NBR 15839:2010 [29], using for this a INSTRON universal test machine, with displacement control and load cell

Table 2

Results of the solubilization and leaching tests for the grinding dust, according to NBR 10004:2004, 10005:2004 and 10006:2004

| | Solubi | lization | Lead | hing |
|----------------------|----------------|--------------|----------------|--------------|
| Parameters | Result mg/L | MVA* mg/L | Result mg/L | MVA* mg/L |
| Aluminum | 0.63 | 0.2 | Х | # |
| Arsenic | Nd | 0.01 | Nd | 1.0 |
| Barium | 0.6 | 0.7 | 0.9 | 70.0 |
| Cadmium | 0.06 | 0.005 | Nd | 0.5 |
| Lead | 0.04 | 0.01 | 0.03 | 1.0 |
| Copper | 1.5 | 2.0 | Х | # |
| Total chromium | 0.03 | 0.05 | 0.06 | 5.0 |
| Manganese | 0.63 | 0.10 | # | # |
| Mercury | Nd | 0.001 | Nd | 0.1 |
| Selenium | Nd | 0.01 | Nd | 1.0 |
| Sodium | 63.0 | 200.0 | Х | # |
| Zinc | 4.65 | 5.0 | Х | # |
| Iron | 0.59 | 0.3 | Х | # |
| Cyanides | Nd | 0.07 | Х | # |
| Chlorides | 34.0 | 250.0 | Х | # |
| Total phenols | 3.59 | 0.01 | Х | # |
| Nitrates | 6.3 | 10.0 | Х | # |
| Fluorides | 1.36 | 1.5 | 1.36 | 150.0 |
| Sulfates | 114.77 | 250.0 | Х | # |
| Surfactants | Nd | 0.5 | Х | # |
| Benzene | Х | # | 0.2 | 0.5 |
| Chlorobenzene | Х | # | 1.3 | 100.0 |
| Chloroform | Х | # | 0.3 | 6.0 |
| Carbon tetrachloride | Х | # | 0.06 | 0.02 |
| Tetrachlorethylene | Х | # | 0.03 | 4.0 |
| Trichlorethylene | Х | # | 0.04 | 7.0 |

- Absence of a limit established by the NBR 10004:2004 standard; X - Not required by the NBR 10004:2004 standard; Nd - Not detected

*MVA - Maximum value allowed by the NBR 10004:2004 standard.



Figure 6

Test setup adopted for the flow test on the rheometer

of 5 kN, after 15 minutes of mixing, using a displacement speed of 0.1 mm/s.

The rheological properties of the pastes with different additions of grinding dust were obtained using a Rheotest Medingen GmbH – RN 4.1, rotational type rheometer. In this test, a procedure adapted from Betioli *et al.* [30], shown in Figure 6, was used. The rheological parameters were obtained by applying the Herschel-Bulkey model in the curve obtained in the deceleration of the rheometer palettes, according to studies by VIKAN and JACOBSEN [31], LIU *et al.* [32] and ANDRADE NETO and SILVA [33].

2.2.3 Influence of GD on the physical-mechanical properties of cementitious matrices

For the characterization of the cementitious matrix in the hardened state, tensile and compressive strength tests according to NBR 13279:2005 [34] were carried out. For tensile strength tests, 4 (four) specimens measuring 4 cm x 4 cm x 16 cm were used. After the rupture of these specimens, five of the eight halves obtained were subjected to axial compression. The other three halves were subjected to the apparent porosity and density tests using a technique based on the Archimedes principle. The mechanical strength test were carried out using a servo-controlled press of Contenco, model HD-120T, with a capacity of 120 tf.

Further tests were carried out to determine the coefficient of water absorption by capillarity (absorptivity) and the height of capillary ascension according to ABNT NBR 9779:2012 [35]. For the capillary water absorption test, three cylindrical specimens measuring 5 cm in diameter and 10 cm in height were used. At the end of the test, the specimens were diametrically ruptured and capillary ascending heights in each specimen were measured.

2.2.4 Analysis of the setting time of the cementitious matrix

The influence of GD on the setting time was measured using the Vicat method, according to ABNT NBR NM 65:2003 [36]. The tests were done in triplicate to determine the setting time, and the average of these results was presented. The equipment used for this test was the Solatest automatic Vicat apparatus.



Figure 7

Consistency index (spread on flow table) of the cementitious matrices as a function of the GD content added

In order to carry out the test, pastes were prepared until the "normal consistency" recommended by the standard was reached and then the grinding dust was added in three different contents (5%, 10% and 15%, relative to the cement weight).

3. Results and discussions

3.1 Rheological characterization of cementitious matrix containing grinding dust

Figure 7 shows the results obtained for the consistency indexes of the cementitious matrices in a flow table. A reduction of 17 mm (5.5%), 44.7 mm (14.5%) and 72.33 mm (23.5%) in the consistency indexes in relation to the reference mortar was observed for the cementitious matrixes containing 5%, 10% and 15% of grinding dust, respectively. Despite the limitations of the technique (it is a monoponto evaluation), it is possible to observe that the addition of GD impacts on the workability of the mixture.

In Figure 8, the curves obtained in the squeeze-flow tests are presented. It can be observed that there is a reduction in plasticity as a function of the addition of grinding dust in the cementitious matrixes. The higher the GD content, the more rigid the mixture is, thus requiring higher loads to obtain the same deformation.



Figure 8

Rheological behavior of the cementitious matrixes with various ratios of GD added, evaluated by the squeeze-flow test

Table 3

Yield stress and viscosity of the pastes with varying contents of grinding dust (GD)

| Paste | Yield stress (mN.m) – 20 min | | Yield (mN.m) | stress – 60 min | Visc (mN.m.mi | osity n) – 20 min | Visc (mN.m.mi | osity n) – 60 min |
|-----------|---------------------------------|-----------|-----------------|--------------------|------------------|----------------------|------------------|----------------------|
| | Average | Deviation | Average | Deviation | Average | Deviation | Average | Deviation |
| Reference | 1.86 | 0.239 | 3.39 | 0.271 | 0.054 | 0.007 | 0.100 | 0.017 |
| 5% GD | 5.19 | 1.096 | 7.36 | 0.705 | 0.184 | 0.064 | 0.307 | 0.084 |
| 10% GD | 8.53 | 0.115 | 11.30 | 1.386 | 0.205 | 0.037 | 0.366 | 0.035 |
| 15% GD | 16.77 | 1.701 | 24.60 | 1.952 | 0.587 | 0.014 | 0.770 | 0.051 |



Figure 9

Effect of the presence of a spherical particle on the flow lines of a fluid subjected to shear. Fluid (a) free and (b) containing fine particles [43]

Table 3 shows the results of yield stress and viscosity of the mixtures with different contents of GD after 20 minutes and 60 minutes of the mixture, obtained by a rotational rheometry and from the application of the Herschel-Bulkley model. It can be observed that, for the evaluated times (20 min and 60 min), the yield stress and the viscosity of the mixtures increase with the addition of GD.

The reduction in plasticity caused by the addition of GD, observed in the flow table, squeeze flow and rotational rheometry tests, is due to the higher content of fines present in the mixture. Fine particles such as grinding dust in water have a natural tendency to agglomerate due to Van der Waals forces [37]. The presence of these agglomerates increases the viscosity and the yield stress of the mixture thus reducing its plasticity [38, 39].

Furthermore, the addition of fibers (such as mixed fiber present in GD) in the cementitious matrix is responsible for causing a reduction in the fluidity of the mixture [40 - 42]. By introducing fibers into the cementitious matrix, fiber – fiber, fiber – wall of the mixing vessel and fiber – matrix interactions occur, which hinders the dispersion and homogenization process and reduces the fluidity of the system due to the formation of fiber and particle – fiber agglomerates [40].

In addition, the particles and the mixed fibers of the waste possibly act as a barrier to the flow and thereby disturb the flow lines. Because of this, the flow lines are curved rather than parallel sheets, thereby raising the viscosity of the mixture as shown in Figure 9 [43]. Another factor which explains the reduction in plasticity is the adsorption of a portion of the water from the mixture by the GD particles due to the fineness and high surface area of the waste, which impedes it from lubricating the solid particles [39]. The adsorption of a portion of the water, the angular shape of the GD particles (Figure 3), and the presence of fibers are responsible for increasing the

Table 4

Physical and mechanical properties of the cementitious matrices with varying grinding dust (GD) addition contents

| Property | Reference | 5% GD | 10% GD | 15% GD |
|--|--------------|------------------|------------------|--------------|
| Apparent density [g/cm³] | 1.97 ± 0.01 | 1.98 ± 0.01 | 1.96 ± 0.01 | 1.96 ± 0.01 |
| Apparent porosity [%] | 14.70 ± 0.87 | 13.29 ± 0.44 | 15.10 ± 0.93 | 15.31 ± 0.46 |
| Water absorption coefficient [kg/m².min ^{1/2}] | 0.13 ± 0.01 | 0.11 ± 0.01 | 0.13 ± 0.01 | 0.15 ± 0.01 |
| Height of capillary ascension [mm] | 3.47 ± 0.16 | 3.71 ± 0.17 | 4.75 ± 0.24 | 5.46 ± 0.15 |
| Tensile strength – 3 days [MPa] | 5.59 ± 0.23 | 5.96 ± 0.21 | 4.90 ± 0.33 | 4.58 ± 0.23 |
| Tensile strength – 7 days [MPa] | 8.57 ± 0.29 | 8.85 ± 0.36 | 7.14 ± 0.21 | 6.73 ± 0.37 |
| Tensile strength – 28 days [MPa] | 8.93 ± 0.41 | 9.40 ± 0.58 | 8.14 ± 0.50 | 7.41 ± 0.10 |
| Compressive strength – 3 days [MPa] | 26.08 ± 1.56 | 27.56 ± 2.06 | 24.56 ± 2.00 | 24.53 ± 1.61 |
| Compressive strength – 7 days [MPa] | 31.41 ± 1.09 | 34.06 ± 0.71 | 32.00 ± 1.47 | 30.93 ± 2.07 |
| Compressive strength – 28 days [MPa] | 35.11 ± 1.46 | 36.50 ± 1.77 | 33.61 ± 1.97 | 32.69 ± 2.07 |

internal friction of the particles during the flow and consequently reducing the plasticity of the mixture [23, 44].

3.2 Influence of GD on the physical-mechanical properties of cementitious matrices

Table 4 presents the physical properties of the cementitious matrices with different grinding dust contents at 28 days of curing, and the tensile and compressive strength at 3, 7 and 28 days.

For the mixture with 5% of grinding dust, the fineness of the particle of the waste was possibly responsible for promoting an increase in the compactness of the mortar, resulting in a higher packing of particles, which increased the density of the matrix and decreased its porosity. For the mixtures with 10% and 15% of GD, the decrease in workability due to the addition of the waste generated difficulties in the molding of the specimens, which resulted in a higher porosity and, consequently, lower density of the cementitious matrices.

In relation to the capillary absorption coefficient, there was a 10.30% reduction in the value of the coefficient of the cementitious matrix with 5% of GD, when compared to the reference mortar. However, for the matrices with the addition of 10% and 15% of GD, increases of 1.73% and 16.27%, respectively, are observed when compared to the reference mortar.

For the mixture with 5% of GD, pore filling by the particles of the waste reduced the capillary suction, resulting in a lower absorption coefficient. However, the same did not occur for the cementitious matrices with 10% and 15% of GD, probably due to the difficulty of densification during molding, which may have increased the porosity. This increase in the porosity must have included capillary pores or established a better connection between the existing pores.

According to MENG [45], pores larger than 0.1 micrometers (10^{-7} m) and smaller than 1 millimeters (10^{-3} m) are more relevant to the phenomenon of capillarity water rise. When we observe the particle size distribution of grinding dust, it can be seen that a significant portion of the particles are between 10 µm and 100 µm, within the range relevant to the capillary absorption according to MENG [45]. With the addition of the grinding dust, some of the pores were probably obstructed or their diameter was reduced, which was reflected in the capillary rise height values that increased 6.91%, 36.94% and 57.41% for the cementitious matrices with the addition of 5%, 10% and 15% of GD, respectively, when compared to the reference mixture.

The reduction in the diameter and/or the increase in the quantity and interconnection between the capillary pores, due to the addition of GD, elevates the capillary pressures [46]. This results in a higher capillary rise height, as observed for the matrices with 10% and 15% of GD.

In relation to tensile and compressive strengths, the specimens of cementitious matrices with 5% of GD presented the best results, for all the ages evaluated. This can be attributed to the physical effect of the addition, which results in a higher packing of particles as confirmed in the apparent density and porosity tests. The higher compactness and density of the material are the result of filling the voids between the sand grains and between the hydration products of the cement by the particles of the waste (filler effect).

In addition, the presence of mixed fibers (polyester, glass and metallic fibers) probably contributed to the increase in tensile strength observed in the cementitious matrix with 5% of GD. This can be explained by the ability of the fibers to interweave the cement hydration productions and dissipate energy, which hinders the propagation of microcracks and, consequently, increases the tensile strength [24].

However, for the matrices with 10% and 15% of GD there was a reduction in the mechanical strength, which is associated with the reduction in plasticity observed in the rheology tests. Due to the greater difficult in adequately dispersing the particles, agglomerates formed, which made it difficult to mold the specimens, increasing the porosity. According to CASTRO and PANDOLFELLI [47], the formation of agglomerates can alter the initially predicted particle size curve, consequently increasing the minimum effective diameter of the composition and decreasing the compactness, with the loss of the mechanical performance by the formation of the agglomerates, which are equivalent to empty particles and which give rise to pores in the microstructure.

3.3 Analysis of cement pastes setting time

In Figure 10 it can be seen that the addition of grinding dust to the CP V ARI cement retards the initial and final setting time of the cementitious matrix. With the addition of 5%, 10% and 15% of GD, increases of 36.57%, 68.98% and 101.39% respectively, were observed in the initial setting time and increases of 6.19%, 30.97% and 89.38%, respectively, at the final setting time, measured by the Vicat needle.

The delay observed in the initial and final setting time can be attributed to the presence of zinc (ZnO) and copper (CuO) oxides and phenolic resins, which act as setting retarders, as discussed in the introduction.

The addition of grinding dust promoted an increase in the setting time of the cementitious matrix. This is due to the presence of zinc (ZnO) and copper (CuO) oxides in the GD. These oxides are possibly responsible for the precipitation of amorphous layers of Zn(OH)₂ and Cu(OH)₂, respectively, with low permeability and solubility, which block the hydration of C₃S, thereby retarding the setting time of the cementitious matrix. The presence of phenolic



Figure 10

Variation of setting time of cement pastes as a function of the added GD content, using CP V-ARI cement resins in GD also contributes to this delay as during the hydration they are adsorbed onto the cement particles and, thus, they hamper the transport of water and the diffusion of calcium ions. As a result, the grinding dust acts as an efficient setting retarder and does not significantly influence the other properties of the cementitious matrix, when added up to 5%, which is technically feasible.

4. Conclusions

From the obtained results, it can be concluded that:

- Grinding Dust is classified as non-hazardous non-inert waste (Class II-A)
- The addition of Grinding Dust promotes an increase in the initial and final setting time of the Portland cement, due to the presence of zinc (ZnO) and copper (CuO) oxides, in addition to the phenolic resins
- The addition of the grinding dust influences the rheology of the cementitious matrices, increasing their viscosity and yield stress, as the particles and fibers of the waste disturb the flow lines and promote greater rigidity in the spatial structure of particles
- The addition of up to 5% of grinding dust resulted in a decrease in porosity and an increase in the density of the cementitious matrices studied due to the filling of pores (filler effect). However, due to the loss of plasticity and the consequent difficulty of molding, resulting from a lower water/dry materials ratio, the mixtures with 10% and 15% of GD had higher porosities and lower densities.
- There was a decrease in the capillary absorption coefficient with the addition of 5% of the waste, a behavior that is explained by the obstruction of the pores by the particles of GD
- The addition of GD at 5% contributed to the increase in the tensile and compressive strengths due to higher packaging of particles as the grinding dust fills the voids in the matrix in the hardened state, and due to the presence of mixed fibers that interweave the hydration products and dissipate energy, this hampers the spread of microcracks
- The decrease in tensile and compressive strengths found for the specimens with 10% and 15% GD when compared to the specimens with 5% GD may be due to the formation of particle agglomerates of the GD in the matrix, which can be compensated for by the use of dispersants.
- It is noted that the grinding dust is an effective setting retarder for cementitious matrices. However, studies are needed to improve the dispersion of the material in the cementitious matrix. The formation of agglomerates with higher levels of GD addition negatively impacted the physical and mechanical properties of the matrix.

5. Acknowledgments

The authors are grateful to the Coordination of Improvement of Higher Education Personnel (CAPES), the Civil engineering Postgraduate Program of the Federal University of Bahia (PPEC/UFBA), the Technological Center for Mortar (CETA) and ZF Sachs do Brasil Ltda.

6. References

[1] DEMAJOROVIC, J. A evolução dos modelos de gestão de resíduos sólidos e seus instrumentos. Cadernos FUNDAP,

1996. Disponível em: <http://web-resol.org/textos/demajorovic.pdf>. Acesso em: 13 jan. 2016.

- [2] RIBEIRO, D.V. Influência da adição do pó de retífica em uma matriz de cimento de fosfato de magnésio. 2006. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais) – Departamento de Ciência e Engenharia de Materiais, Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2006.
- [3] THOMPSON, J.; ANTHONY, H. The Health Effects of Waste Incinerators. 4th Report of the British Society for Ecological Medicine. Second Edition, 2008.
- [4] RIBEIRO, D.V.; MORELLI, M.R. Performance analysis of magnesium phosphate cement mortar containing grinding dust. Materials Research, v.12, p. 51-56, 2009.
- [5] RIBEIRO, D.V.; MORELLI, M.R. Influence of the addition of grinding dust to a magnesium phosphate cement matrix. Construction and Building Materials, v.23, p. 3094-3102, 2009.
- [6] RIBEIRO, D.V.; AGNELLI, J.A.M.; MORELLI, M.R. Study of mechanical properties and durability of magnesium phosphate cement matrix containing grinding dust. Materials Research, v.16, p. 1113-1121, 2013.
- [7] ARLIGUIE G.; GRANDET J. Etude de l'effet retardateur du zinc sur l'hydratation de la patê de ciment Portland. Cement and Concrete Research, v.12, p. 79-86, 1982.
- [8] HAMILTON, I.W.; SAMMES, N.M. Encapsulation of steel foundry bag house dusts in cement mortar. Cement and Concrete Research, v.29, n.1, p. 55-61, 1999.
- [9] OLMO, I.F.; CHACON, E.; IRABIEN, A. Influence of lead, zinc, iron (III) and chromium (III) oxides on the setting time and strength development of Portland cement. Cement and Concrete Research, v.31, n.8, p. 1213-1219, 2001.
- [10] LI, X. D.; ZHANG, Y. M.; POON, C. S.; LO, I. M. C. Study of zinc in cementitious material stabilized/solidified wastes by sequential chemical extraction and microstructural analysis. Chemical Speciation and Bioavailability, v. 13, p 1-7, 2001.
- [11] YOUSUF, M.; MOLLAH, A.; VEMPATI, R.K.; LIN, T.C.; COCKE, D.L. The interfacial chemistry of solidification/stabilization of metals in cement and pozzolanic material systems. Waste Management, v.15, p. 137-148, 1995.
- [12] ASAVAPISIT, S.; FOWLER, G.; CHEESEMAN, C.R. Solution chemistry during cement hydration in the presence of metal hydroxide wastes. Cement and Concrete Research, v.27, p. 1249-1260, 1997.
- [13] STEPHAN, D.; MALEKI, H.; KNOFEL, D.; EBER, B.; HARDTL, R. Influence of Cr, Ni, and Zn on the properties of pure clinker phases part I. C3S. Cement and Concrete Research, v.29, p. 545-552, 1999.
- [14] TREZZA, M.A. Hydration study of ordinary Portland cement in the presence of zinc ions. Materials Research, v.10, p. 331-334, 2007.
- [15] WEEKS, C.; HAND, R.J.; SHARP, J.H. Retardation of cement hydration caused by heavy metals present in ISF slag used as aggregate. Cement and Concrete Composities, v.30, p. 970-978, 2008.
- [16] ATAIE, F. F.; JUENGER, M. C. G.; TAYLOR-LANGE, S. C.; RIDING, K. A. Comparison of the retarding mechanisms of zinc oxide and sucrose on cement hydration and interactions

with supplementary cementitious materials. Cement and Concrete Research, v. 72, p 128-136, 2015.

- [17] TASHIRO, C.; TAKAHASHI, H.; KANAYA, M.; HIRAKIDA, I.; YOSHIDA, R. Hardening Property of Cement Mortar Adding Heavy Metal Compound and Solubility of Heavy Metal from Hardened Mortar. Cement and Concrete Research, v. 7, p. 283-290, 1977.
- [18] TASHIRO, C.; TATIBANA, S. Bond strength between C3S paste and iron, copper or zinc wire and microstructure of interface. Cement and Concrete Research, v. 13, p. 377-382, 1983.
- [19] WILDING, C. R.; WALTER, A.; DOUBLE, D. D. A Classification of Inorganic and Organic Admixtures by Conduction Calorimetry. Cement and Concrete Research, v. 14, p. 185-194, 1984.
- [20] KAKALI, G.; TSIVILIS, S.; TSIALTAS, A. Hydration of Ordinary Portland Cements Made from Raw Mix Containing Transition Element Oxides. Cement and Concrete Research, v. 28, p. 335-340, 1998.
- [21] DOUBLE, D. D. New developments in understanding the chemistry of cement hydration. Philosophical Transactions of the Royal Society A, v. 310, p. 53-66, 1983.
- [22] NELSON, E.B.; BARET, J; MICHAUX, M. Cement Additives and Mechanisms of Action. Developments in Petroleum Science, v.28, p. 3-1-3-37, 1990.
- [23] SIMÕES, T.; COSTA, H.; DIAS-DA-COSTA, D.; JÚLIO, E. Influence of type and dosage of micro-fibres on the physical properties of fibre reinforced mortar matrixes. Construction and Building Materials, v. 187, p. 1277-1285, 2018.
- [24] SIVAKUMAR, A.; SANTHANAM, M. Mechanical properties of high strength concrete reinforced with metallic and non-metallic fibres. Cement and Concrete Composites, v. 29, p. 603-608, 2007.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólido. - NBR 10005, Rio de Janeiro, 2004.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos. - NBR 10006, Rio de Janeiro, 2004.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Resíduos sólidos – Classificação. - NBR 10004, Rio de Janeiro, 2004.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. - NBR 13276, Rio de Janeiro, 2005.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa de assasentamento e revestimento de paredes e tetos – Caracterização reológica pelo método squeeze-flow. - NBR 15839, Rio de Janeiro, 2010.
- [30] BETIOLI, A.M.; JOHN, V.M.; GLEIZE, P.J.P.; PILEGGI, R.G. Caracterização reológica de pasta cimentícia: associação de técnicas complementares. Ambiente Construído, v. 9, p. 37-48, 2009.
- [31] VIKAN, H.; JACOBSEN, S. Influence of rheology on the pumpability of mortar. In: SINTEF Building and Infrastructure. COIN Project report 21, 2010;
- [32] LIU, Z.; HONG, J.; LIU, J. Rheological Behavior of Fresh Cement Asphalt Mortar. Proceedings of the Second International Conference on Sustainable Construction Materials:

Design, Performance, and Application. Sustainable Construction Materials. Wuhan, China, 2012;

- [33] ANDRADE NETO, J. S; SILVA, V. S. Influência da sequência de mistura nas propriedades de argamassas industrializadas. In: anais eletrônicos do XII Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas. São Paulo, 2017.
- [34] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. - NBR 13279, Rio de Janeiro, 2005.
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade. - NBR 9779, Rio de Janeiro, 2012.
- [36] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland – Determinação do tempo de pega. - NBR NM 65, Rio de Janeiro, 2003.
- [37] PILEGGI, R. G., STUDART, A. R.; GALLO, J.; PANDOL-FELLI, V. C. How Mixing Affects the Rheology of Refractory Castables - Part II. American Ceramic Society Bulletin, v. 80, p 27-31, 2001.
- [38] YANG, M.; JENNINGS, H. M. Influences of Mixing Methods on the Microstructure and Rheological Behavior of Cement Paste. Advanced Cement Based Materials, v.2, p 70-78, 1995.
- [39] CASTRO, A. L.; LIBORIO, J. B. L.; PANDOLFELLI, V. C. Reologia de concretos de alto desempenho aplicados na construção civil – Revisão. Cerâmica, v.57, p 63-75, 2011.
- [40] FRANÇA, M. S.; CARDOSO, F. A.; PILEGGI, R. G. Influence of the addition sequence of PVA-fibers and water on mixing and rheological behavior of mortars. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 9, no. 2, p. 226 – 243, 2016.
- [41] CAO, Q.; CHENG, Y.; CAO, M.; GAO, Q. Workability, strength and shrinkage of fiber reinforced expansive selfconsolidating concrete. Construction and Building Materials, v. 131, p. 178-185, 2017.
- [42] AKCAY, B.; TASDEMIR, M. A. Mechanical behavior and fibre dispersion of hybrid steel fibre reinforced self-compacting concrete. Construction and Building Materials, v. 28, p. 287-293, 2012.
- [43] OLIVEIRA, R.I.; STUDART, A.R.; PILEGGI, R.G.; PANDOL-FELLI, V.C. Dispersão e Empacotamento de Partículas. Princípios e aplicações em processamento cerâmico. São Paulo: Ed. Fazendo Arte Editorial, 2000, 195 p.
- [44] RIBEIRO, D. V.; SILVA, A. S., LABRINCHA, J. A.; MORELLI, M. R. Rheological properties and hydration behavior of Portland cement mortars containing calcined red mud. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 40, p 557-566, 2013
- [45] MENG, B. Calculation of moisture transport coefficients on the basis of relevant pore structure parameters. Materials and Structure, v.27, p. 125-134, 1994.
- [46] RIBEIRO, D. V. Estrutura dos poros e mecanismos de transporte no concreto. In: RIBEIRO, D. V. Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise. 1ª edição, Elsevier, Rio de Janeiro, 2014, p. 75-85.
- [47] CASTRO, A.L.; PANDOLFELLI, V.C. Revisão: conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil. Cerâmica, v.55, p. 18-32, 2009.

7. APPENDIX

Table 5, which presents the ANOVA results, validates the information presented throughout this paper, in related to the statistical analyzes, and was added to assist the reviewers in the evaluation process, not being part of the paper

Table 5

ANOVA of the results evaluating the influence of grinding dust addition on the properties of the cementitious matrix

| Property | ଽଵ | GL | MQ | F | P value | F _c | Significant effect |
|--------------------------------------|----------|----|----------|--------|---------|----------------|-----------------------|
| Initial setting time | 23330.67 | 3 | 7776.89 | 9.70 | 0.0048 | 4.07 | Yes |
| Final setting time | 82292.25 | 3 | 27430.75 | 19.71 | 0.0004 | 4.07 | Yes |
| Consistency index | 9081.67 | 3 | 3027.22 | 370.68 | 0.0000 | 4.07 | Yes |
| Yield stress (20min) | 368.04 | 3 | 122.69 | 117.83 | 0.0000 | 4.07 | Yes |
| Yield stress (60min) | 764.60 | 3 | 254.87 | 161.82 | 0.0000 | 4.07 | Yes |
| Viscosity (20min) | 0.05 | 2 | 0.02 | 10.92 | 0.0150 | 5.79 | Yes |
| Viscosity (60min) | 0.69 | 3 | 0.23 | 76.00 | 0.0000 | 4.07 | Yes |
| Apparent Density | 0.00038 | 3 | 0.00013 | 5.03 | 0.0222 | 3.71 | Yes |
| Apparent Porosity | 12.39 | 3 | 4.129 | 8.01 | 0.0020 | 3.29 | Yes |
| Water absorption coefficient | 0.01 | 3 | 0.01 | 7.57 | 0.0262 | 5.41 | Yes |
| Height of capillary ascension | 37.42 | 3 | 12.47 | 395.74 | 0.0000 | 2.79 | Yes |
| Tensile strength – 3 days | 4.80 | 3 | 1.60 | 24.74 | 0.0000 | 3.49 | Yes |
| Tensile strength – 7 days | 12.96 | 3 | 4.32 | 19.78 | 0.0000 | 3.41 | Yes |
| Tensile strength – 28 days | 8.32 | 3 | 2.77 | 13.31 | 0.0003 | 3.41 | Yes |
| Compressive strength – 3 days | 67.44 | 3 | 22.48 | 7.12 | 0.0005 | 2.81 | Yes |
| Compressive strength – 7 days | 37.72 | 3 | 12.57 | 11.40 | 0.0002 | 3.13 | Yes |
| Compressive strength – 28 days | 65.67 | 3 | 21.89 | 6.28 | 0.0027 | 3.01 | Yes |

Note: SQ – Square sum; GL – Degrees of freedom; MQ – Square mean; F – Calculated value of F; P value – Level of significance; F_o – F critical; If P < 5% and F_o < F the value is significant. considering the 95% confidence interval.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Retarding effect of grinding dust and its influence on the physical-mechanical and rheological properties of cementitious matrices

Efeito retardador do pó de retífica e sua influência nas propriedades físico-mecânicas e reológicas das matrizes cimentícias







R. D. MARIANO * raphael_mariano500@hotmail.com https://orcid.org/0000-0001-8961-4866

J. S. ANDRADE NETO a josedasilvaandradeneto@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-9655-2659

M. R. MORELLI ^b morelli@ufscar.br https://orcid.org/0000-0003-4304-7901

D. V. RIBEIRO a verasribeiro@hotmail.com https://orcid.org/0000-0003-3328-1489

Abstract

The present study evaluated the feasibility of the use of grinding dust (GD), a waste generated in the clutch disc finishing process, as a retardant additive in cementitious matrices. For this, the waste was added in contents of 5%, 10% and 15%, relative to the cement weight, and the setting time was determined by the Vicat method. In addition, the influence of this material on rheology (flow table, squeeze-flow and rotational rheometry) and on the physical-mechanical properties of the hardened matrices was analyzed. The results indicated an increase in setting time and a reduction in the fluidity of the mortars as a function of the addition of GD and the best results for the hardened state properties were verified for the cementitious matrices containing a 5% addition. Therefore, it was observed that GD is effective in retarding the setting time, presenting great potential for use in civil construction, without impairing its properties.

Keywords: waste, grinding dust, retarding admixture, rheology, physical-mechanical properties.

Resumo

O presente estudo avaliou a viabilidade da utilização do pó de retífica (PR), resíduo gerado na produção de revestimentos de discos de embreagem, como aditivo retardador em matrizes cimentícias. Para isso, o PR foi adicionado nos teores de 5%, 10% e 15%, em relação à massa de cimento, e avaliou-se o efeito desta adição no tempo de pega, pelo método de Vicat. Além destes ensaios, foi analisada a influência deste material na reologia (*flow table, squeeze-flow* e reometria rotacional) e nas propriedades físico-mecânicas das matrizes endurecidas. Os resultados indicaram um retardo de pega crescente em função de um maior teor de PR adicionado e uma redução na fluidez das matrizes cimentícias, sendo que os melhores resultados para as propriedades no estado endurecido foram verificados para as matrizes cimentícias contendo 5% de adição. Assim, observou-se que o PR é eficaz no retardo da pega, apresentando grande potencial de utilização na construção civil, sem prejudicar as suas propriedades.

Palavras-chave: resíduo, pó de retífica, aditivo retardador, reologia, propriedades físico-mecânicas.

^a Universidade Federal da Bahia, Laboratório de Ensaios em Durabilidade dos Materiais, Salvador, BA, Brasil;
 ^b Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia de Materiais, São Carlos, SP, Brasil.

Received: 01 Oct 2018 • Accepted: 06 Nov 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introdução

O aproveitamento dos rejeitos industriais como adições ou aditivos às matrizes cimentícias tem sido exaustivamente estudado, apresentando-se promissor em diversos países, com estes residuos sendo vistos sob uma nova perspectiva, como importantes insumos na produção e, consequentemente, com valor econômico agregado, isto é, sendo considerados subprodutos [1]. Dessa forma, o desenvolvimento de alternativas de aplicação para estes resíduos também se torna foco do processo produtivo.

Dentre os diversos resíduos gerados pela indústria automotiva está o pó de retífica, material pulverulento gerado na produção de revestimentos de discos de embreagem, durante a etapa de usinagem. A geração deste resíduo no Brasil, pela ZF Sachs do Brasil, maior indústria do setor, é de aproximadamente 40 toneladas/mês, de acordo com dados apresentados na Figura 1. A diminuição na geração do PR nos últimos anos provavelmente está associada à recessão econômica do Brasil que impacta diretamente na venda de automóveis e, por conseguinte, na produção de discos de embreagem. O pó de retífica dos discos de embreagem é o resíduo gerado no processo de acabamento, realizado por meio de lixas e na furação. O processo de confecção de um disco de embreagem se inicia com a produção de fibras mistas (compostas por fibras metálicas, fibras poliméricas e fibra de vidro) que são posteriormente entrelaçadas e imersas em um banho de borracha em solução contendo os demais aditivos empregados para conferir a composição final do produto [2]. Os discos são, então, conformados a partir desse pré-produto emborrachado e levados para a torre de prensagem a quente. O produto é perfurado e retíficado e o material gerado neste processo é recolhido por um sistema de sucção [2]. O processo de produção de revestimentos de embreagem e geração do PR pode ser visto na Figura 2.

Atualmente, o pó de retífica não está inserido em um plano efetivo de reuso e/ou reciclagem, sendo destinado à incineração, que não se constitui na prática ambientalmente mais adequada para destiná-los, devido à emissão de poluentes e contaminação das comunidades vizinhas [3]. Desta forma, estudos que objetivam o desenvolvimento de alternativas para reuso e/ou reciclagem do pó de retífica são extremamente necessários.



Figura 1

Geração média mensal de pó de retífica pela ZF Sachs do Brasil, a cada ano



Figura 2

Representação esquemática do processo de produção dos discos de embreagem [2]

Contudo, devido à elevada periculosidade do resíduo e ao reduzido número de locais no mundo que o geram, a quantidade de trabalhos científicos que tratam da utilização do pó de retífica proveniente de discos de embreagem é escassa. RIBEIRO e MORELLI [4, 5] e RIBEIRO *et al.* [6] avaliaram a influência da adição deste resíduo nas propriedades de matrizes de cimento de fosfato de magnésio, como o tempo de pega, a resistência mecânica e a durabilidade, porém, não avaliaram o seu efeito quando adicionado em matrizes de cimento Portland.

As matrizes alcalinas, como o cimento Portland, são comumente utilizadas no condicionamento de resíduos devido ao baixo custo, possuir um grande histórico de utilização e apresentar tecnologia facilmente acessível. A sua elevada alcalinidade, com pH em torno de 12,5, reduz bastante a solubilidade de diversos compostos inorgânicos tóxicos ou perigosos e inibe processos microbiológicos. Além disso, como observado por RIBEIRO e MORELLI [5], o pó de retífica apresenta em sua composição química os óxidos de zinco (ZnO) e de cobre (CuO), além das resinas fenólicas, que são reconhecidos por retardar a pega do cimento [7-22].

Diversas pesquisas [7-16] mostram que a presença do zinco e seus compostos influencia na hidratação do cimento, com a formação de hidróxido de zinco $[Zn(OH)_2]$. Com o decorrer do processo de hidratação, as altas concentrações de Ca^{2+} e OH⁻ presentes nos poros fazem com que o $Zn(OH)_2$ reaja, segundo a equação (1), formando hidroxizincato de cálcio $[CaZn_2(OH)_6.2H_2O]$.

$$2 \operatorname{Zn}(OH)_2 + 2 \operatorname{OH}^2 + \operatorname{Ca}^{2+} + 2 \operatorname{H}_2 O \to \operatorname{CaZn}_2(OH)_6.2\operatorname{H}_2 O$$
(1)

Apesar de algumas pesquisas relacionarem o retardo de pega com a presença do zinco, com a formação do hidroxizincato de cálcio, ainda não há um consenso em relação ao agente ou processo responsável pelo retardo. Para ARLIGUIE e GRANDET [7] e Ll *et al.* [10], o efeito retardador do ZnO é atribuído à precipitação do hidróxido de zinco sobre os grãos de cimento. Já para YOUSUF *et al.* [11] e ASAVAPI-SIT *et al.* [12], o retardo está relacionado com a precipitação do hidroxizincato. Para ambas as teorias, o retardo é explicado pela formação de uma camada de baixa permeabilidade e solubilidade em torno das partículas anidras de cimento, que dificulta o transporte de íons e água, desacelerando, assim, o processo de hidratação.

De acordo com estudos de STEPHAN *et al.* [13], TREZZA [14] e WEEKS *et al.* [15], o retardo da pega é causado pelo processo de formação do hidroxizincato de cálcio, que utiliza íons cálcio e hidroxila

na reação, consumindo-os e evitando que estes precipitem e formem C-S-H e portlandita. Assim, até que a reação finalize, as concentrações de Ca²⁺ e OH⁻ são mantidas baixas e não há a supersaturação necessária para que ocorra a precipitação do C-S-H e da portlandita. O óxido de cobre (CuO) e as resinas fenólicas, presentes no pó de retífica, também são responsáveis por retardar o processo de hidratação do cimento [17 – 19; 21, 22]. Assim como o ZnO, o efeito retardador do CuO também não é completamente compreendido e, segundo KAKALI *et al.* [20], se deve à formação de uma camada de Cu(OH)₂ sobre a superfície das partículas de cimento, o que dificulta a difusão de íons e a passagem de água. A atuação das resinas fenólicas se dá nos momentos iniciais de hidratação, quando estas são adsorvidas nas superfícies das partículas de cimento, reduzindo a passagem de água e a difusão de íons cálcio [21, 22]. Assim, em função de suas propriedades físicas, químicas e mineralógicas, o pó de retífica pode ser adicionado às matrizes cimentícias em função de seu potencial como aditivo retardador de pega, agregando valor a este resíduo. No entanto, é fundamental importância observar se a presença do PR, de elevada finura e rico em zinco, cobre, fibras de vidro e resinas fenólicas não influencia negativamente nas propriedades reológicas e físico-mecânicas das matrizes cimentícias.

Espera-se que a adição do pó de retífica ocasione diferentes efeitos na matriz cimentícia, já que suas partículas, de elevada finura, apresentam o potencial de preencher os vazios entre os produtos de hidratação (efeito fíler), diminuindo, assim, a porosidade e, consequentemente, melhorando as propriedades mecânicas. As propriedades mecânicas também podem ser influenciadas positivamente



Figura 3

Micrografias do pó de retífica obtidas por microscopia eletrônica de varredura (MEV), mostrando: (A) visão geral da morfologia das partículas presentes no pó de retífica; (B) aproximação da visão geral das partículas; (C) partícula com formato de bastão; (D) partícula com formato irregular



Figura 4

Distribuição do tamanho de partículas do pó de retífica, cimento e areia utilizados

pela presença de fibras de vidro no PR, que promovem o aumento da resistência à tração na flexão, contudo, podem prejudicar a reologia da mistura [23, 24].

Desta forma, o foco do presente artigo é avaliar o potencial de utilização do pó de retífica como aditivo retardador de pega em matrizes cimentícias e, de forma complementar, avaliar o efeito desta adição na reologia e nas propriedades físico-mecânicas, com o intuito de investigar a viabilidade técnica de utilização.

2. Materiais e métodos

2.1 Materiais

Para a confecção das matrizes cimentícias foram utilizados o cimento Portland CP V ARI, areia comercializada na cidade de Salvador-BA, água proveniente da rede pública de abastecimento (Embasa - Empresa Baiana de Água e Saneamento S.A.) e o pó de retífica, gerado pela ZF Sachs do Brasil Ltda., localizada em São Bernardo do Campo, São Paulo.

O cimento Portland CP V ARI utilizado neste trabalho apresentou massa específica de 3,13 kg/dm³ e área superficial específica Blaine de 0,4255 m²/g. Já a areia utilizada possui massa unitária de 1,46 kg/dm³, massa específica de 2,67 kg/dm³, módulo de finura de 1,32 (areia classificada como muito fina), dimensão máxima característica de 1,18 mm e um teor de 2,20% de material pulverulento. O pó de retifica utilizado apresentou massa específica de 2,10 kg/dm³ e área superficial específica Blaine de 0,2954 m²/g. O pó de retífica é um material bastante complexo, cujas partículas apresentam diversas formas e tamanhos devido aos seus diversos constituintes (fibras metálicas, fibras poliméricas e fibra de vidro), como pode ser observado nas micrografias mostradas na Figura 3, que foram obtidas por meio de um microscópio eletrônico de varredura (MEV) da marca Phenom, modelo Pro-X.

As Figuras 3c e 3d evidenciam essa heterogeneidade de formas e tamanhos, podendo ser observadas, por exemplo, partículas com formato regulares (Figura 3c), como bastões de diferentes tamanhos, e outras, mais irregulares, como exposto na Figura 3d. Observando-se a seção transversal dos bastões presentes no maTabela 1

| Composição | química | do | рó | de | retífica, | em | óxidos, |
|-------------|---------|----|----|----|-----------|----|---------|
| determinada | por FRX | | | | | | |

| Constituinte | Teor (%) | Constituinte | Teor (%) |
|------------------|----------|------------------|----------|
| SO ₃ | 30,40 | MgO | 1,79 |
| CuO | 20,20 | Fe_2O_3 | 0,58 |
| SiO ₂ | 16,90 | K ₂ O | 0,32 |
| CaO | 13,60 | TiO ₂ | 0,19 |
| ZnO | 4,98 | CsO ₂ | 0,19 |
| AI_2O_3 | 4,20 | P_2O_5 | 0,19 |
| BaO | 4,16 | V_2O_5 | 0,10 |
| MnO | 2,11 | LOI* | 37,70 |

* Perda ao fogo,

terial, percebe-se que estes são maciços, de acordo com a micrografia apresentada na Figura 3c. Essa informação é importante, pois, caso fossem vazados, maior seria a quantidade de água necessária para a elaboração de misturas [2].

Comparando-se as distribuições do tamanho de partículas do pó de retífica e do cimento (obtidos em um granulômetro a laser Cl-LAS 1180) com a distribuição da areia (obtida por peneiramento mecânico), obtém-se a representação observada na Figura 4. Os diâmetros médios equivalentes (D_{50}) obtidos para o cimento, pó de retífica e areia foram 0,009 mm, 0,028 mm e 0,25 mm, respectivamente. Em relação ao PR, a distribuição é bastante ampla, variando de 0,04µm a 600µm. Porém, deve-se ter muito cuidado ao analisar esse resultado, já que os diâmetros das partículas, obtidos pelo granulômetro à laser, são dados pelas circunferências que as circunscrevem. Desta forma, as partículas alongadas e as partículas com formato de bastão presentes no PR (ver Figura 3) tendem a aumentar o valor do diâmetro médio do resíduo, prejudicando, assim, a análise deste resultado.

A Tabela 1 apresenta a composição química do pó de retífica, em óxidos, determinada com base na técnica de fluorescência de



Figura 5

Difratograma de raios X do pó de retífica (barita: BaSO₄; bassanita: 2CaSO₄.H₂O) raios X (FRX) por meio de um aparelho Bruker, modelo S2 Ranger. Entre os constituintes do pó de retífica, destaca-se o óxido de cobre (CuO) que é reconhecido por ser um retardador da hidratação do cimento [17 - 19]. Ademais, ressalta-se também a presença do óxido de zinco (ZnO), que mesmo em pequenas quantidades é responsável por retardar a pega do cimento de forma muito eficaz [7 - 16], além da presença de enxofre, na forma de sulfato, que pode gerar degradação da matriz cimentícia caso não esteja quimicamente combinado.

A Figura 5 mostra o resultado do difratograma de raios-X do pó de retifica obtido por meio de um difratômetro D2 Phaser Bruker, com tubo de cobre, varredura de 5° a 70° (20), incremento de 0,001°/s, funcionando a 10mA e 30kV. A partir da utilização do software DifracEva da Bruker, com banco de dados centrado no sistema Crystallography Open Database (COD), foi possível realizar a identificação das fases presentes no material, além do teor de material amorfo. Foi observado que o seu grau de amorfização foi de 33,7%, provavelmente associado a presença da fibra de vidro e das resinas fenólicas na composição do PR. Também foi possível observar a presença da barita (BaSO₄) e da bassanita (CaSO₄.1/2H₂O), evidenciando a presença de sulfatos no PR.

Foram realizados, ainda, ensaios de caracterização ambiental (lixivia-

ção/solubilização) com o pó de retífica, segundo as NBR 10005:2004 [25] e 10006:2004 [26]. Os resultados são apresentados na Tabela 2, bem como os limites estabelecidos na NBR 10004:2004 [27].

Não foram detectados elementos em concentrações superiores às permitidas no extrato lixiviado, o que classifica este material como não perigoso (classe II). Observaram-se elevadas concentrações de alumínio, cádmio, chumbo, manganês, ferro e fenóis totais no extrato solubilizado, o que classifica este material como resíduo não perigoso não inerte (Classe II-A), contrário ao que RIBEIRO e MORELLI [5] encontraram em seus estudos. Esse fato se deu em função da mudança do processo produtivo por parte da indústria geradora, influenciada por uma normatização e fiscalização ambientais mais rigorosas e restritivas. O cádmio e os fenóis totais, principalmente, apresentaram valores para solubilização muito maiores que os permitidos pela norma.

2.2 Métodos

2.2.1 Formulação das matrizes cimentícias

Para a avaliação da influência do pó de retífica na reologia e nas propriedades físico-mecânicas da matriz cimentícia, foi utilizado

Tabela 2

Resultados de solubilização e lixiviação do pó de retífica, segundo as NBR 10004:2004, 10005:2004 e 10006:2004

| | Solubi | lizado | Lixiviado | | | |
|-------------------------|-------------------|-------------|-----------------------|-----------------|--|--|
| Parâmetros | Resultado mg/L | VMP mg/L | Resultado mg/L (X) | VMP mg/L (#) | | |
| Arsênio | n.d. | 0,010 | n.d. | 1,00 | | |
| Bário | 0,600 | 0,700 | 0,90 | 70,00 | | |
| Cá-dmio | 0,0–60 | 0,005 | Nd | 0,50 | | |
| Chumbo | 0,040 | 0,010 | 0,03 | 1,00 | | |
| Cobre | 1,500 | 2,000 | Х | # | | |
| Cromo Total | 0,030 | 0,050 | 0,06 | 5,00 | | |
| Manganês | 0,630 | 0,100 | # | # | | |
| Mercúrio | n.d. | 0,001 | n.d. | 0,10 | | |
| Selênio | n.d. | 0,010 | n.d. | 1,00 | | |
| Sódio | 63,000 | 200,000 | Х | # | | |
| Zinco | 4,650 | 5,000 | Х | # | | |
| Ferro | 0,590 | 0,300 | Х | # | | |
| Cianetos | n.d. | 0,070 | Х | # | | |
| Cloretos | 34,000 | 250,000 | Х | # | | |
| Fenóis totais | 3,590 | 0,010 | Х | # | | |
| Nitratos | 6,300 | 10,000 | Х | # | | |
| Fluoretos | 1,360 | 1,500 | 1,36 | 150,00 | | |
| Sulfatos | 114,770 | 250,000 | Х | # | | |
| Surfactantes | n.d. | 0,500 | Х | # | | |
| Benzeno | Х | # | 0,20 | 0,50 | | |
| Clorobenzeno | Х | # | 1,30 | 100,00 | | |
| Clorofórmio | Х | # | 0,30 | 6,00 | | |
| Tetracloreto de carbono | Х | # | 0,06 | 0,02 | | |
| Tetracloroetileno | Х | # | 0,03 | 4,00 | | |
| Tricloroetileno | Х | # | 0,04 | 7,00 | | |

VMP = Valor máximo permitido; # = Ausência de limite pela NBR 10004:2004; x = Não solicitado pela NBR 10004:2004; n.d. = não detectado.



Figura 6



um traço 1,0 : 2,6 : 0,59 (cimento : areia : água), com adição de três teores diferentes do pó de retífica (5%, 10% e 15%, em relação à massa de cimento), além de uma mistura de referência (sem adição do resíduo). Não foi especificado um limite para a consistência das matrizes cimentícias.

2.2.2 Caracterização reológica

Os índices de consistência (*flow table*) das matrizes cimentícias com adição de pó de retífica foram determinados por meio do método prescrito pela NBR 13276:2005 ("Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência") [28]. Para tal, utilizou-se uma mesa de consistência automática Contenco, modelo I-3019-B. Os ensaios de *squeeze-flow* foram realizados seguindo as recomendações da ABNT NBR 15839:2010 (Argamassa de assentamento e revestimento de paredes e tetos – Caracterização reológica pelo método *squeeze-flow*) [29], utilizando-se uma máquina universal de ensaios INSTRON, com controle de deslocamento e célula de carga de 5 kN, após 15 minutos da mistura, utilizando-se uma velocidade de deslocamento de 0,1 mm/s.

As propriedades reológicas das pastas com diferentes adições de pó de retífica foram obtidas por meio do reômetro do tipo rotacional Rheotest Medingen GmbH – RN 4.1. Para a realização do ensaio, utilizou-se um procedimento adaptado de Betioli *et al.* [30], conforme apresentado na Figura 6. Os parâmetros reológicos foram obtidos aplicando-se o modelo de Herschel-Bulkley na curva obtida na desaceleração das paletas do reômetro, conforme estudos de Vikan e Jacobsen [31], Liu *et al.* [32] e Andrade Neto e Silva [33].

2.2.3 Influência do PR nas propriedades físico-mecânicas das matrizes cimentícias

Para a caracterização da matriz cimentícia no estado endurecido, foram realizados ensaios de determinação das resistências à tração na flexão e à compressão axial, segundo a ABNT NBR 13279:2005 (Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão) [34]. Para os ensaios de resistência à tração na



Figura 7 Índice de consistência das matrizes cimentícias em função do teor de pó de retífica adicionado

flexão, foram utilizados 4 (quatro) corpos de prova de dimensões 4 cm x 4 cm x 16 cm. Após a ruptura por flexão destes corpos de prova, cinco das oito metades obtidas foram submetidas à compressão axial. As outras três metades foram submetidas aos ensaios de porosidade e densidade aparentes utilizando-se uma técnica baseada no princípio de Arquimedes. Os ensaios de resistência mecânica foram realizados utilizando a prensa servo-controlada HD-120T da empresa Contenco, com capacidade de 120 tf.

Foram realizados, ainda, ensaios de determinação do coeficiente de absorção de água por capilaridade (absortividade) e altura de ascensão capilar, segundo a ABNT NBR 9779:2012 (Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade) [35]. Para o ensaio de absorção de água por capilaridade, foram utilizados três corpos de prova cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Ao final do ensaio, os corpos de prova foram rompidos diametralmente, sendo medidas as alturas de ascensão capilar em cada corpo de prova.

2.2.4 Análise do tempo de pega das matrizes cimentícias

A influência do PR no tempo de pega foi mensurada por meio do método de Vicat, segundo a ABNT NBR NM 65:2003 (Cimento Portland – Determinação do tempo de pega) [36]. Os ensaios foram feitos em triplicata para a determinação do tempo de pega, sendo apresentada a média destes resultados. O equipamento utilizado para tal foi o aparelho de Vicat automático da Solotest. Para a realização do ensaio foram preparadas pastas até que se atingisse a "consistência normal" preconizada pela norma e, a seguir, o pó de retífica foi adicionado em três teores diferentes (5%, 10% e 15%, em relação à massa de cimento).

3. Resultados e discussões

3.1 Caracterização reológica das matrizes cimentícias contendo pó de retífica

A Figura 7 apresenta os resultados obtidos para os índices de consistência das matrizes cimentícias por meio da mesa de consistência (*flow table*). Observa-se uma redução de 17 mm (5,5%), 44,7 mm (14,5%) e 72,33 mm (23,5%) nos índices de consistência, em relação a argamassa de referência, para as matrizes cimentícias contendo 5%, 10% e 15% de pó de retífica (PR), respectivamente. Apesar da limitação da técnica, pelo fato de ser uma avaliação monoponto, é possível observar que a adição do PR impacta na trabalhabilidade da mistura. Na Figura 8, são apresentadas as curvas provenientes do ensaio de *squeeze-flow*. Observa-se que há uma redução da plasticidade em função da adição de pó de retífica nas matrizes cimentícias. Quanto maior o teor de PR, mais rígida a mistura é, precisando, assim, de cargas cada vez maiores para obter a mesma deformação.

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos por meio de reometria rotacional para a tensão de escoamento e viscosidade plástica das misturas com diferentes teores de adição de PR para os tempos de 20 minutos e 60 minutos, obtidos a partir da aplicação do modelo de Herschel-Bulkley. Observa-se que, para os tempos avaliados (20 min e 60 min), a tensão de escoamento e a viscosidade plástica das misturas aumentam com a adição de PR.

A redução na plasticidade pela adição de PR, observada nos ensaios de *flow table, squeeze-flow* e reometria rotacional, se dá pelo maior teor de finos presentes na mistura. Partículas finas, como o pó de retífica, em água, apresentam uma tendência natural de se aglomerarem devido a forças de van der Walls e a forças capilares [37]. A presença destes aglomerados eleva a viscosidade e a tensão de escoamento da mistura reduzindo, portanto, a plasticidade da mistura [38, 39].

Ademais, a adição de fibras (como as fibras mistas presentes no PR) às matrizes cimentícias também é responsável por provocar uma redução na fluidez da mistura [40-42]. Ao se introduzir fibras na matriz cimentícia ocorrem interações fibra-fibra, fibra-parede do recipiente de mistura e fibra-matriz, o que dificulta o processo de dispersão e homogeneização, devido à formação de aglomerados de fibras e partículas-fibras, reduzindo, assim, a fluidez do sistema [40].

Além disso, as partículas e as fibras mistas do resíduo possivelmente atuam como uma barreira ao escoamento e, com isto, perturbam as linhas de fluxo, que passam a se formar de maneira curvada ao invés de lâminas paralelas, elevando, assim, a viscosidade da mistura, como ilustrado na Figura 9 [43].

Outro fator para a redução da plasticidade é a adsorção de uma parcela da água da mistura pelas partículas de PR, devido a finura e a elevada área superficial do resíduo, que não permite, assim, que esta contribua para a lubrificação das partículas sólidas [39]. A adsorção de uma parcela da água, o formato angular das partículas do PR (Figura 3) e a presença de fibras são responsáveis por aumentar a fricção interna das partículas durante o escoamento e, consequentemente, reduzir a plasticidade da mistura [23, 44].



Figura 8

Comportamento reológico das matrizes cimentícias com diferentes teores de adição de pó de retífica (PR), avaliado por meio do ensaio de *squeeze-flow*

3.2 Influência do PR nas propriedades físico-mecânicas das matrizes cimentícias

A Tabela 4 apresenta as propriedades físicas das matrizes cimentícias com diferentes teores de adição de pó de retífica aos 28 dias de cura, e as resistências à tração na flexão e à compressão axial aos 3, 7 e 28 dias.

Para a mistura com 5% de pó de retífica, a finura das partículas do resíduo possivelmente foi responsável por promover um aumento da compacidade da argamassa, resultando em um melhor empacotamento de partículas, o que aumentou a densidade da matriz e, por conseguinte, diminuiu a sua porosidade. Já para os teores de 10% e 15% de PR, a diminuição da trabalhabilidade devido a adição do resíduo gerou dificuldades na moldagem dos corpos de



Figura 9

Efeito da presença de uma partícula esférica sobre as linhas de fluxo de um fluido submetido ao cisalhamento. Fluido (a) isento e (b) contendo partículas finas [43]

Tabela 3

Tensão de escoamento e viscosidade plástica das pastas com diferentes teores de pó de retífica (PR)

| Pasta | Tensão de escoamento (mN.m) – 20 min | | Tensão de escoamento (mN.m) – 60 min | | Viscosidade plástica (mN.m.min) – 20 min | | Viscosidade plástica (mN.m.min) – 60 min | |
|------------|---|--------|---|--------|---|--------|---|--------|
| | Média | Desvio | Média | Desvio | Média | Desvio | Média | Desvio |
| Referência | 1,86 | 0,239 | 3,39 | 0,271 | 0,054 | 0,007 | 0,100 | 0,017 |
| 5% PR | 5,19 | 1,096 | 7,36 | 0,705 | 0,184 | 0,064 | 0,307 | 0,084 |
| 10% PR | 8,53 | 0,115 | 11,30 | 1,386 | 0,205 | 0,037 | 0,366 | 0,035 |
| 15% PR | 16,77 | 1,701 | 24,60 | 1,952 | 0,587 | 0,014 | 0,770 | 0,051 |

Tabela 4

Propriedades físico mecânicas das matrizes cimentícias com diferentes teores de adição do pó de retífica (PR)

| Propriedade | Referência | 5% PR | 10% PR | 15% PR |
|--|--------------|------------------|-----------------|--------------|
| Densidade [g/cm³] | 1,97 ± 0,01 | 1,98 ± 0,01 | 1,96 ± 0,01 | 1,96 ± 0,01 |
| Porosidade [%] | 14,70 ± 0,87 | $13,29 \pm 0,44$ | 15,10 ± 0,93 | 15,31 ± 0,46 |
| Coeficiente de absorção [kg/m².min ^{1/2}] | 0,13 ± 0,01 | 0,11 ± 0,01 | 0,13 ± 0,01 | 0,15 ± 0,01 |
| Altura de ascensão capilar [mm] | 3,47 ± 0,16 | 3,71 ± 0,17 | 4,75 ± 0,24 | 5,46 ± 0,15 |
| Resistência à tração na flexão - 3 dias [MPa] | 5,59 ± 0,23 | 5,96 ± 0,21 | $4,90 \pm 0,33$ | 4,58 ± 0,23 |
| Resistência à tração na flexão – 7 dias [MPa] | 8,57 ± 0,29 | 8,85 ± 0,36 | 7,14 ± 0,21 | 6,73 ± 0,37 |
| Resistência à tração na flexão - 28 dias [MPa] | 8,93 ± 0,41 | 9,40 ± 0,58 | 8,14 ± 0,50 | 7,41 ± 0,10 |
| Resistência à compressão axial - 3 dias [MPa] | 26,08 ± 1,56 | 27,56 ± 2,06 | 24,56 ± 2,00 | 24,53 ± 1,61 |
| Resistência à compressão axial - 7 dias [MPa] | 31,41 ± 1,09 | 34,06 ± 0,71 | 32,00 ± 1,47 | 30,93 ± 2,07 |
| Resistência à compressão axial – 28 dias [MPa] | 35,11 ± 1,46 | 36,50 ± 1,77 | 33,61 ± 1,97 | 32,69 ± 2,07 |

prova, o que resultou em uma maior porosidade e, consequentemente, menor densidade das matrizes cimentícias.

Em relação ao coeficiente de absorção capilar, observa-se que há uma redução de 10,30% no valor do coeficiente de absorção capilar das matrizes cimentícias com 5% de adição do resíduo, em comparação à argamassa de referência. Porém, para as matrizes cimentícias com adições de 10% e 15% de PR, observam-se aumentos de 1,73% e 16,27%, em relação a argamassa de referência, respectivamente.

Para a mistura com 5% de PR, a obstrução dos poros pelas partículas do resíduo reduziu a sucção capilar, resultando, assim, em um menor coeficiente de absorção. Porém, o mesmo não aconteceu para matrizes cimentícias com teores de 10% e 15% de adição, provavelmente devido à dificuldade de adensamento durante a moldagem, o que pode ter contribuído para o aumento da porosidade. Esse aumento da porosidade deve ter incluído poros capilares ou estabeleceu uma melhor conexão entre os poros existentes.

De acordo com MENG [45], poros com dimensões maiores que 0,1 micrômetros (10⁻⁷ m) e menores que 1 milímetro (10⁻³ m) são mais relevantes para o fenômeno da ascensão da água por capilaridade. Ao observarmos a distribuição granulométrica do pó de retífica, nota-se que parcela significativa das partículas do pó de retífica estão entre 10 µm e 100 µm, isto é, dentro da faixa relevantes à capilaridade segundo MENG [45]. Com a adição do pó de retífica, provavelmente, uma parte dos poros foi obstruída ou teve seu diâmetro reduzido, o que se refletiu nos valores de altura de ascensão capilar que aumentou 6,91%, 36,94% e 57,41% para as matrizes cimentícias com 5%, 10% e 15% de adição de PR, respectivamente, em relação à mistura de referência.

A redução do diâmetro e/ou o aumento da quantidade e da interconexão entre os poros capilares, devido à adição do PR, eleva as pressões capilares [46], o que resulta em uma maior altura de ascensão capilar, como observado para as matrizes cimentícias com teores de 10% e 15% de adição de PR.

Em relação às resistências à tração na flexão e à compressão axial, é possível observar que os corpos de prova das matrizes cimentícias com um teor de adição de 5% apresentaram os melhores resultados, para todas as idades. Esse comportamento pode ser atribuído ao efeito físico da adição, resultando na melhoria no empacotamento das partículas, como confirmado nos ensaios de densidade e porosidade aparentes. A maior compacidade do material e, consequente, aumento da densidade é resultado do preenchimento dos vazios entre os grãos de areia e entre os produtos de hidratação do cimento pelas partículas do resíduo (efeito fíler).

Além disso, a presença das fibras mistas (fibras de poliéster, de vidro e metálicas) provavelmente contribuiu para o aumento na resistência à tração na flexão observado na matriz cimentícia com 5% de PR. Esse comportamento pode ser explicado pela capacidade das fibras de entrelaçar os produtos de hidratação do cimento e dissipar energia, o que dificulta a propagação de microfissuras e, consequentemente, aumenta a resistência à tração na flexão [24].

Observa-se, no entanto, que para as composições contendo 10% e 15% de PR há uma redução na resistência mecânica, o que está associado à redução da plasticidade observada nos ensaios de reologia. Devido à maior dificuldade em dispersar adequadamente as partículas, formaram-se aglomerados, o que dificultou a moldagem dos corpos de prova, proporcionando aumento na porosidade. Segundo CASTRO e PANDOLFELLI [47], a formação de aglomerados pode alterar a curva granulométrica prevista inicialmente, com consequente aumento do diâmetro mínimo efetivo da composição e diminuição da compacidade, com prejuízo do desempenho mecânico pela formação dos aglomerados, que equivalem a partículas vazias e que originam poros na microestrutura.

3.3 Análise do tempo de pega de pastas de cimento

Na Figura 10 observa-se que a adição de pó de retífica ao cimento CP V ARI retarda o início e fim de pega das matrizes cimentícias. Para os teores de adição iguais a 5%, 10% e 15%, houve aumentos de 36,57%, 68,98% e 101,39%, respectivamente, no tempo de início de pega e aumentos de 6,19%, 30,97% e 89,38%, respectivamente, no tempo de fim de pega, medido por meio da agulha de Vicat.

O retardo observado nos tempos de início e fim de pega pode ser atribuído à presença dos óxidos de zinco (ZnO) e de cobre (CuO) e a resina fenólica, presentes no PR e que atuam como retardadores de pega, conforme discutido na revisão de literatura.

A adição do pó de retífica promoveu um aumento no tempo de fim de pega do cimento Portland. Isso ocorre devido à presença de óxido de zinco (ZnO) e de cobre (CuO) no pó de retífica, possivelmente responsáveis pela precipitação de camada amorfas de Zn(OH)₂ e de Cu(OH)₂, respectivamente, de baixa permeabilidade e solubilidade, que bloqueiam a hidratação do C₃S, retardando, assim, a pega do cimento. A presença de resinas fenólicas no PR também contribui para este retardo, já que, durante a hidratação, são adsorvidas nas partículas de cimento e, assim, dificultam o transporte de água e a difusão de íons cálcio.

Assim, observa-se que o pó de retífica, além de atuar como eficiente retardador de pega, não influencia significativamente nas propriedades das matrizes cimentícias, quando adicionado até o teor de 5%, sendo tecnicamente viável sua incorporação.

4. Conclusões

A partir dos resultados obtidos, pode-se concluir que:

- O pó de retífica é classificado como resíduo não perigoso não inerte (Classe II-A);
- A adição do pó de retífica promove um aumento nos tempos de início e fim de pega do cimento Portland, devido à presença dos óxidos de zinco (ZnO) e de cobre (CuO), além da resina fenólica;
- A adição do pó de retifica influencia na reologia das matrizes cimentícias, aumentando a sua viscosidade e tensão de escoamento, pois as partículas e as fibras do resíduo perturbam as linhas de fluxo e promovem uma maior rigidez na estrutura espacial de partículas;
- A adição de até 5% de pó de retífica resultou em uma diminuição na porosidade e um aumento na densidade das matrizes cimentícias estudadas devido ao preenchimento de poros. Contudo, devido à perda de plasticidade e a consequente dificuldade de moldagem, provenientes de uma menor relação água/materiais secos, as misturas com 10% e 15% de PR apresentaram maiores porosidades e menores densidades;
- Houve diminuição do coeficiente de absorção capilar com a adição de 5% do resíduo, comportamento este justificado pelo tamponamento de poros pelas partículas do resíduo;
- A adição do resíduo até 5% contribuiu para o aumento da resistência à tração na flexão e à compressão axial devido ao melhor empacotamento das partículas, visto que o pó de retífica preenche os vazios existentes na matriz no estado endurecido, e devido a presença de fibras mistas que entrelaçam



Figura 10

Variação do tempo de pega das pastas de cimento em função do teor de pó de retífica adicionado, utilizando o cimento CP V-ARI

os produtos de hidratação e dissipam energia, dificultando a propagação de microfissuras;

- A queda na resistência verificada para os teores de 10% e 15% do resíduo em relação às composições contendo 5% de adição pode ser decorrente da formação de aglomerados de partículas do resíduo na matriz, o que pode ser compensado com o uso de dispersantes;
- Observa-se que o pó de retifica é um eficaz retardador de pega do cimento. No entanto, são necessários estudos para melhorar a dispersão do material na matriz cimentícia, visto que foi observada a formação de aglomerados com maiores teores de adição, o que impactou nos resultados de propriedades físicas e mecânicas.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Bahia (PPEC/UFBA), ao Centro Tecnológico da Argamassa (CETA) e à ZF Sachs do Brasil Ltda.

6. Referências

- DEMAJOROVIC, J. A evolução dos modelos de gestão de resíduos sólidos e seus instrumentos. Cadernos FUNDAP, 1996. Disponível em: http://web-resol.org/textos/demajorovic.pdf>. Acesso em: 13 jan. 2016.
- [2] RIBEIRO, D.V. Influência da adição do pó de retífica em uma matriz de cimento de fosfato de magnésio. 2006. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Materiais) – Departamento de Ciência e Engenharia de Materiais, Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2006.
- [3] THOMPSON, J.; ANTHONY, H. The Health Effects of Waste Incinerators. 4th Report of the British Society for Ecological Medicine. Second Edition, 2008.
- [4] RIBEIRO, D.V.; MORELLI, M.R. Performance analysis of

magnesium phosphate cement mortar containing grinding dust. Materials Research, v.12, p. 51-56, 2009.

- [5] RIBEIRO, D.V.; MORELLI, M.R. Influence of the addition of grinding dust to a magnesium phosphate cement matrix. Construction and Building Materials, v.23, p. 3094-3102, 2009.
- [6] RIBEIRO, D.V.; AGNELLI, J.A.M.; MORELLI, M.R. Study of mechanical properties and durability of magnesium phosphate cement matrix containing grinding dust. Materials Research, v.16, p. 1113-1121, 2013.
- [7] ARLIGUIE G.; GRANDET J. Etude de l'effet retardateur du zinc sur l'hydratation de la patê de ciment Portland. Cement and Concrete Research, v.12, p. 79-86, 1982.
- [8] HAMILTON, I.W.; SAMMES, N.M. Encapsulation of steel foundry bag house dusts in cement mortar. Cement and Concrete Research, v.29, n.1, p. 55-61, 1999.
- [9] OLMO, I.F.; CHACON, E.; IRABIEN, A. Influence of lead, zinc, iron (III) and chromium (III) oxides on the setting time and strength development of Portland cement. Cement and Concrete Research, v.31, n.8, p. 1213-1219, 2001.
- [10] LI, X. D.; ZHANG, Y. M.; POON, C. S.; LO, I. M. C. Study of zinc in cementitious material stabilized/solidified wastes by sequential chemical extraction and microstructural analysis. Chemical Speciation and Bioavailability, v. 13, p 1-7, 2001.
- [11] YOUSUF, M.; MOLLAH, A.; VEMPATI, R.K.; LIN, T.C.; COCKE, D.L. The interfacial chemistry of solidification/stabilization of metals in cement and pozzolanic material systems. Waste Management, v.15, p. 137-148, 1995.
- [12] ASAVAPISIT, S.; FOWLER, G.; CHEESEMAN, C.R. Solution chemistry during cement hydration in the presence of metal hydroxide wastes. Cement and Concrete Research, v.27, p. 1249-1260, 1997.
- [13] STEPHAN, D.; MALEKI, H.; KNOFEL, D.; EBER, B.; HARDTL, R. Influence of Cr, Ni, and Zn on the properties of pure clinker phases part I. C3S. Cement and Concrete Research, v.29, p. 545-552, 1999.
- [14] TREZZA, M.A. Hydration study of ordinary Portland cement in the presence of zinc ions. Materials Research, v.10, p. 331-334, 2007.
- [15] WEEKS, C.; HAND, R.J.; SHARP, J.H. Retardation of cement hydration caused by heavy metals present in ISF slag used as aggregate. Cement and Concrete Composities, v.30, p. 970-978, 2008.
- [16] ATAIE, F. F.; JUENGER, M. C. G.; TAYLOR-LANGE, S. C.; RIDING, K. A. Comparison of the retarding mechanisms of zinc oxide and sucrose on cement hydration and interactions with supplementary cementitious materials. Cement and Concrete Research, v. 72, p 128-136, 2015.
- [17] TASHIRO, C.; TAKAHASHI, H.; KANAYA, M.; HIRAKIDA, I.; YOSHIDA, R. Hardening Property of Cement Mortar Adding Heavy Metal Compound and Solubility of Heavy Metal from Hardened Mortar. Cement and Concrete Research, v. 7, p. 283-290, 1977.
- [18] TASHIRO, C.; TATIBANA, S. Bond strength between C3S paste and iron, copper or zinc wire and microstructure of interface. Cement and Concrete Research, v. 13, p. 377-382, 1983.
- [19] WILDING, C. R.; WALTER, A.; DOUBLE, D. D. A Classification of Inorganic and Organic Admixtures by Conduction

Calorimetry. Cement and Concrete Research, v. 14, p. 185-194, 1984.

- [20] KAKALI, G.; TSIVILIS, S.; TSIALTAS, A. Hydration of Ordinary Portland Cements Made from Raw Mix Containing Transition Element Oxides. Cement and Concrete Research, v. 28, p. 335-340, 1998.
- [21] DOUBLE, D. D. New developments in understanding the chemistry of cement hydration. Philosophical Transactions of the Royal Society A, v. 310, p. 53-66, 1983.
- [22] NELSON, E.B.; BARET, J; MICHAUX, M. Cement Additives and Mechanisms of Action. Developments in Petroleum Science, v.28, p. 3-1-3-37, 1990.
- [23] SIMÕES, T.; COSTA, H.; DIAS-DA-COSTA, D.; JÚLIO, E. Influence of type and dosage of micro-fibres on the physical properties of fibre reinforced mortar matrixes. Construction and Building Materials, v. 187, p. 1277-1285, 2018.
- [24] SIVAKUMAR, A.; SANTHANAM, M. Mechanical properties of high strength concrete reinforced with metallic and non-metallic fibres. Cement and Concrete Composites, v. 29, p. 603-608, 2007.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólido. - NBR 10005, Rio de Janeiro, 2004.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos. - NBR 10006, Rio de Janeiro, 2004.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Resíduos sólidos – Classificação. - NBR 10004, Rio de Janeiro, 2004.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. - NBR 13276, Rio de Janeiro, 2005.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa de assasentamento e revestimento de paredes e tetos – Caracterização reológica pelo método squeeze-flow.
 NBR 15839, Rio de Janeiro, 2010.
- [30] BETIOLI, A.M.; JOHN, V.M.; GLEIZE, P.J.P.; PILEGGI, R.G. Caracterização reológica de pasta cimentícia: associação de técnicas complementares. Ambiente Construído, v. 9, p. 37-48, 2009.
- [31] VIKAN, H.; JACOBSEN, S. Influence of rheology on the pumpability of mortar. In: SINTEF Building and Infrastructure. COIN Project report 21, 2010;
- [32] LIU, Z.; HONG, J.; LIU, J. Rheological Behavior of Fresh Cement Asphalt Mortar. Proceedings of the Second International Conference on Sustainable Construction Materials: Design, Performance, and Application. Sustainable Construction Materials. Wuhan, China, 2012;
- [33] ANDRADE NETO, J. S; SILVA, V. S. Influência da sequência de mistura nas propriedades de argamassas industrializadas. In: anais eletrônicos do XII Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas. São Paulo, 2017.
- [34] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. - NBR 13279, Rio de Janeiro, 2005.
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da

absorção de água por capilaridade. - NBR 9779, Rio de Janeiro, 2012.

- [36] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland – Determinação do tempo de pega. - NBR NM 65, Rio de Janeiro, 2003.
- [37] PILEGGI, R. G., STUDART, A. R.; GALLO, J.; PANDOL-FELLI, V. C. How Mixing Affects the Rheology of Refractory Castables - Part II. American Ceramic Society Bulletin, v. 80, p 27-31, 2001.
- [38] YANG, M.; JENNINGS, H. M. Influences of Mixing Methods on the Microstructure and Rheological Behavior of Cement Paste. Advanced Cement Based Materials, v.2, p 70-78, 1995.
- [39] CASTRO, A. L.; LIBORIO, J. B. L.; PANDOLFELLI, V. C. Reologia de concretos de alto desempenho aplicados na construção civil – Revisão. Cerâmica, v.57, p 63-75, 2011.
- [40] FRANÇA, M. S.; CARDOSO, F. A.; PILEGGI, R. G. Influence of the addition sequence of PVA-fibers and water on mixing and rheological behavior of mortars. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 9, no. 2, p. 226 – 243, 2016.
- [41] CAO, Q.; CHENG, Y.; CAO, M.; GAO, Q. Workability, strength and shrinkage of fiber reinforced expansive selfconsolidating concrete. Construction and Building Materials, v. 131, p. 178-185, 2017.
- [42] AKCAY, B.; TASDEMIR, M. A. Mechanical behavior and fibre dispersion of hybrid steel fibre reinforced self-compacting concrete. Construction and Building Materials, v. 28, p. 287-293, 2012.
- [43] OLIVEIRA, R.I.; STUDART, A.R.; PILEGGI, R.G.; PANDOL-FELLI, V.C. Dispersão e Empacotamento de Partículas. Princípios e aplicações em processamento cerâmico. São Paulo: Ed. Fazendo Arte Editorial, 2000, 195 p.
- [44] RIBEIRO, D. V.; SILVA, A. S., LABRINCHA, J. A.; MORELLI, M. R. Rheological properties and hydration behavior of Portland cement mortars containing calcined red mud. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 40, p 557-566, 2013
- [45] MENG, B. Calculation of moisture transport coefficients on the basis of relevant pore structure parameters. Materials and Structure, v.27, p. 125-134, 1994.
- [46] RIBEIRO, D. V. Estrutura dos poros e mecanismos de transporte no concreto. In: RIBEIRO, D. V. Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise. 1ª edição, Elsevier, Rio de Janeiro, 2014, p. 75-85.
- [47] CASTRO, A.L.; PANDOLFELLI, V.C. Revisão: conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil. Cerâmica, v.55, p. 18-32, 2009.

7. ANEXO

A Tabela 5, com os resultados ANOVA, valida as informações apresentadas ao longo do artigo, em relação as análises estatísticas, e foi adicionado de forma a auxiliar os revisores no processo de avaliação, não fazendo parte do artigo.

Tabela 5

ANOVA dos resultados avaliando a influência do pó de retífica nas propriedades das matrizes cimentícias

| Propriedade | ଽଭ | GL | MQ | F | Valor p | F _c | Efeito significativo |
|---|----------|----|----------|--------|---------|----------------|-------------------------|
| Início de pega | 23330,67 | 3 | 7776,89 | 9,70 | 0,0048 | 4,07 | Sim |
| Fim de pega | 82292,25 | 3 | 27430,75 | 19,71 | 0,0004 | 4,07 | Sim |
| Índice de consistência | 9081,67 | 3 | 3027,22 | 370,68 | 0,0000 | 4,07 | Sim |
| Tensão de escoamento (20 min) | 368,04 | 3 | 122,69 | 117,83 | 0,0000 | 4,07 | Sim |
| Tensão de escoamento (60 min) | 764,60 | 3 | 254,87 | 161,82 | 0,0000 | 4,07 | Sim |
| Viscosidade plástica (20 min) | 0,05 | 2 | 0,02 | 10,92 | 0,0150 | 5,79 | Sim |
| Viscosidade plástica (60 min) | 0,69 | 3 | 0,23 | 76,00 | 0,0000 | 4,07 | Sim |
| Densidade | 0,00038 | 3 | 0,00013 | 5,03 | 0,0222 | 3,71 | Sim |
| Porosidade | 12,39 | 3 | 4,129 | 8,01 | 0,0020 | 3,29 | Sim |
| Coeficiente de absorção | 0,01 | 3 | 0,01 | 7,57 | 0,0262 | 5,41 | Sim |
| Altura de ascensão capilar | 37,42 | 3 | 12,47 | 395,74 | 0,0000 | 2,79 | Sim |
| Resistência à tração na flexão – 3 dias | 4,80 | 3 | 1,60 | 24,74 | 0,0000 | 3,49 | Sim |
| Resistência à tração na flexão - 7 dias | 12,96 | 3 | 4,32 | 19,78 | 0,0000 | 3,41 | Sim |
| Resistência à tração na flexão - 28 dias | 8,32 | 3 | 2,77 | 13,31 | 0,0003 | 3,41 | Sim |
| Resistência à compressão axial – 3 dias | 67,44 | 3 | 22,48 | 7,12 | 0,0005 | 2,81 | Sim |
| Resistência à compressão axial - 7 dias | 37,72 | 3 | 12,57 | 11,40 | 0,0002 | 3,13 | Sim |
| Resistência à compressão axial - 28 dias | 65,67 | 3 | 21,89 | 6,28 | 0,0027 | 3,01 | Sim |

Nota: SQ. – Soma quadrada; GL – Graus de liberdade; MQ – Média quadrada; F – Valor calculado de F; Valor p – nível de significância; F_c – F crítico; Se P < 5% e F_c < F o valor é significativo, considerando o intervalo de confiança de 95%.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Plate with holes as shear connector in cold formed steel composite beams

Chapa com furos como conectores de cisalhamento em vigas mistas com perfil formado a frio







O. P. AGUIAR * opaguiar@gmail.com https://orcid.org/0000-0003-2640-2262

R. B. CALDAS a caldas@dees.ufmg.br https://orcid.org/0000-0002-0851-7632

F. C. RODRIGUES a francisco@dees.ufmg.br https://orcid.org/0000-0002-1454-6341

H. N .BELLEI ^b humberto.bellei@usiminas.com https://orcid.org/0000-0002-3251-7675

Abstract

In search of an improved compatibility between cold-formed steel profiles and precast floor systems, this study proposes an alternative shear connector for cold-formed steel-concrete composite beams. This connector consists of a steel plate with holes placed longitudinally in the middle of the upper flange of the steel profile, aiming to maximize the support area for precast slabs during the assembly. The proposed solution was experimentally tested on I-beams under bending, composed by two cold-formed steel channels, connected to a reinforced concrete slab by the shear connector. The relative slip between the steel profile and concrete, vertical deflection of the beam, and strains at several locations of the composite section were measured. The results show that the proposed connector assures shear transfer at the interface of the composite section components and shows strength of the same magnitude as other commonly used connectors.

Keywords: composite beam, cold-formed steel profiles, shear connector, perfobond.

Resumo

Buscando compatibilizar as estruturas em perfil formado a frio com os sistemas de piso com pré-laje, foi proposta nesse trabalho uma alternativa de conector de cisalhamento para vigas mistas compostas por perfil formado a frio que visa maximizar a área disponível para apoio das pré-lajes durante o processo construtivo. Trata-se de um conector em chapa perfurada disposto longitudinalmente no centro da mesa superior do perfil. Para testar a solução proposta, foi realizado um trabalho experimental em que se submeteu à flexão uma viga de seção I composta por dois perfis U enrijecidos formados a frio conectada a uma laje de concreto armado através dos conectores propostos. Nestes ensaios foram medidos o deslizamento relativo entre o perfil de aço e o concreto, o deslocamento vertical da viga e as deformações em diversos pontos da seção mista. Analisando os resultados obtidos pôde-se concluir que o conector proposto consegue desempenhar a função de transferir o cisalhamento na interface dos componentes da seção mista apresentando resistência da mesma ordem que conectores usuais

Palavras-chave: viga mista, perfiis formados a frio, conector de cisalhamento, perfobond.

Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil;
 Usiminas, Belo Horizonte, MG, Brasil.

Received: 25 Sep 2018 • Accepted: 11 Nov 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introduction

1.1 Initial considerations

The use of cold-formed steel (CFS) profiles for steel-concrete composite beams is still relatively uncommon, and since the headed studs, one of the most usual sort of shear connectors, is incompatible with these profiles due to their small thickness, there has been recent efforts to study connectors that properly suit these beams. Figure 1 shows examples of these connectors along with their average strengths (Q_{Rm}).

Although these connectors are compatible with CFS profiles, the large space that they occupy on the upper flange of the steel profile can interfere with precast slabs, which need a free surface for support during the assembly; therefore, the compatibility of such connectors with precast floor systems is generally difficult.

As a possible solution for this problem, use of steel plate with holes as shear connectors is suggested. Longitudinal placement of these connectors assures that they occupy less space on the upper flange of the profile, leaving the surface almost completely free for receiving the precast slabs (Figure 2). Four point beam bending tests were performed to evaluate the proposed solution. This article presents the adopted experimental methods, the analysis of the results, and a comparison of the strength result with theoretical predictions found in the literature.

1.2 The connector used in the study

The connector used in this study, shown in Figure 3, has similar features to the *Perfobond*, an already widely studied connector, with main applications in bridges and other large structures. The *Perfobond* connector is a steel plate with longitudinally aligned circular holes that is usually thicker than 12 mm, sometimes reaching 20 mm. The connector height is about 130 mm, and the diameter of the holes is about 50 mm, as can be seen in the works of Ogue-jiofor & Hosain[4], Medberry & Shahrooz[5] and Al Darzi *et al.*[6]. Table 2 summarizes these dimensions. The connector used in the present work, though having a similar configuration, was adapted to be more appropriate for the reduced dimensions of the CFS beams. The dimensions of this connector are smaller than those of *Perfobond*: the thickness is set to 8 mm, height to 90 mm, and the diameter of the holes to 20 mm, as shown in Figure 4. Therefore,



(a) Bolt M12 Q_{Rm} = 44.3 kN (Lawan *et al.*[1])



(b) Arc-shaped connector $Q_{pm} = 180.0 \text{ kN} (Chaves[2])$



(c) Channel connector 120x25x3 $Q_{Rm} = 245.1$ kN (Bremer[3])

Figure 1

Shear connectors suggested for CFS composite beams and their average strength



Figure 2

Steel plate with holes applied to CFS composite beams in precast floor systems


Tested connector prior to concrete casting

throughout this work, when referring to this connector, the terminology "plate with holes" is used.

2. Literature review

2.1 Composite beams with a cold-formed steel component

The Brazilian Standard ABNT NBR 14762:2010[7] specifies that the design of the composite steel-concrete beams constituted by a CFS profile symmetric about the plane of bending, and a concrete slab connected to the upper surface of the steel component by shear connectors, can be done based on Brazilian Standard ABNT NBR 8800:2008[8].

The Brazilian Standard ABNT NBR 8800:2008[8] specifies that the composite beams with h/t_w ratio higher than $3.76 \sqrt{E/f_y}$ have to be



Figure 4

Geometry of the specimens, sizes in millimeters

calculated in elastic range, with normal longitudinal stresses limited to steel yield strength and concrete compressive strength¹. Therefore, since the plates that form CFS profile have small thickness, normally varying between 1.5 and 4.75 mm, the majority of composite beams formed by CFS profiles will have to be designed with this limitation.

However, if, on one hand, the reduced thickness of CFS profiles makes them prone for local buckling, on the other hand, the smaller sectional area of these profiles brings the neutral axis of the composite beams to be located on concrete in most of the cases. Hence leaving the profile completely in tension and, therefore, free of instability.

2.2 The Perfobond

2.2.1 **General properties**

Perfobond is a rigid connector developed in 1987 by German

Table 1

Analytical models for prediction of *Perfobond* strength

company Leonhardt, Andrä und Partner for use in composite bridges and other structures subjected to fatigue. The connector consists of a plate with longitudinally aligned circular holes that are filled by concrete and can be penetrated by reinforcement bars. The concrete and transversal bars inside these holes improve the shear strength and prevent uplift (vertical separation between the beam and the slab). The Perfobond is embedded into composite structures by welding it to the steel profile prior to casting the concrete slab.

2.2.2 Failure mode in Perfobond tests

According to Oguejiofor[10], failure mode of the concrete slab in Perfobond specimens that don't have transverse reinforcement bars is brittle. Starting from cracks along the connector line, the slab suddenly splits.

When transverse reinforcement bars are present within the holes, splitting is resisted by reinforcement and failure is characterized by large cracks along the connector line and crushing of concrete in

| Authors | Model | Equation |
|----------------------------|--|----------|
| Oguejiofor & Hosain[4] | $Q_R = 4.50.h_{sc}.t_{sc}.f_{ck} + 0.91.A_{tr}.f_y + 3.31.n.D^2.\sqrt{f_{ck}}$ | (1) |
| Medberry & Shahrooz[5] | $Q_R = 0.747.b.h.\sqrt{f_{ck}} + 0.413.b_f.L_c + 0.9.A_{tr}.f_y + 1.66.n.D^2.\sqrt{f_{ck}}$ | (2) |
| Al Darzi <i>et al.</i> [6] | $Q_R = 255.31 + 7.62.10^{-4} \cdot h_{sc} \cdot t_{sc} \cdot f_{ck} - 7.59.10^{-7} \cdot A_{tr} \cdot f_y + 2.53.10^{-3} \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ | (3) |

h_{sc} = connector height; = connector thickness:

 \tilde{A}_{i} = area of transverse reinforcement

= yield strength of transverse reinforcement steel; n = number of holes in the connector;

D = diameter of the holes; b = thickness of the concrete slab:

h = length of the concrete slab in front of the connector (considered as the average distance between the connectors in this work);

 $b_r =$ width of the upper flange of the profile; $L_c =$ length of the contact region between the slab and the profile (considered as the average distance between the connectors in this work);

A₋ = total area of the concrete dowels in the holes

Table 2

Applicability limits and values used in obtaining the analytical models

| Oguejiofor | & Hosain[4] | Medberry & | Shahrooz[5] | Al Darzi e | et al.[6] |
|-----------------------|---------------|-----------------------|--------------|---|-----------------|
| Parameters | Limits | Parameters | Limits | Parameters | Limits |
| t _{sc} (mm) | 13 | t _{sc} (mm) | 12.7 – 19.05 | h_{sc} (mm) × t_{sc} (mm) | 1200 - 4500 |
| h _{sc} (mm) | 127 | h _{sc} (mm) | 139.7 | A _{tr} (mm²) × f _v (MPa) | 20000 - 1100000 |
| f _{ck} (MPa) | 20.91 - 41.43 | f _{ck} (MPa) | 39.6 - 45.5 | A [°] _{sc} (mm²) × f [′] _{ck} (MPa) | 5000 - 43000 |
| A _{tr} (mm²) | 0,0 - 817.4 | A _{tr} (mm²) | 0.0 - 999.3 | - | - |
| f _v (MPa) | 406.4 - 426.6 | f _v (MPa) | Not stated | - | - |
| 'n | 0 - 4 | 'n | 0 – 3 | - | - |
| D (mm) | 50 | D (mm) | 50.8 | - | - |

 t_{sc} = connector thickness;

 h_{sc}^{b} = connector height; f_{ck} = characteristic compressive strength of concrete in MPa;

 $\sigma_{\rm h}^{\rm c}$ = area of transverse reinforcement; $f_{\rm v}$ = yield strength of transverse reinforcement steel;

n = number of holes in the connector; D = diameter of the holes;

A_{co} = total area of the concrete dowels in the holes

According to ANSI/AISC 360-16[9], section of comments, item I3-2a, adopting first yield as flexural strength limit is a conservative specification that accounts for possible web buckling when web is slender and has large portion in compression.

 $_{ck}^{sc}$ = characteristic compressive strength of concrete in MPa;

Table 3

Strength of the materials

| | | Steel | | | |
|----------------------|-------------------------------------|------------------------|----------------------------|--------------------------|----------|
| | Profiles and plates (USI SAC300) | Screen Q283 (CA-60) | Transverse bars (CA-50) | | Concrete |
| f _y (MPa) | 369 | 690 | 575 | f (MPa) | 20.12 |
| f _u (MPa) | 453 | 725 | 633 | I _{cm} (IVIFCI) | 20.12 |

front of the connector. In this case, failure process is slower due to the action of transverse reinforcement and aggregate interlock, which enables the cracked slab continue resisting to shear until failure of the connector or transverse reinforcement.

2.3.3 Strength of Perfobond

Since the invention of *Perfobond* various analytical models were proposed to predict the strength of this shear connector. The models of Oguejiofor & Hosain[4], Medberry & Shahrooz[5] and Al Darzi *et al.*[6] were chosen as a reference to verify the experimental results in this study due to a simpler and more direct relation of the terms of the equations to the geometry of the proposed experimental model. Table 1 summarizes the equations for the analytical models.

The equation proposed by Oguejiofor & Hosain[4] has three terms, the first one related to the contribution of the frontal contact between the connector and concrete, the second one related to the transverse reinforcement contribution, and the third one related to the shear of the concrete dowels formed through the holes of the connector. The equation of Medberry & Shahrooz[5] also considers these three contributions; however, it also takes into account the term related to the adhesion between the concrete and the upper surface of the steel profile. The equation of Al Darzi *et al.*[6], besides the three components, includes also one constant.

The three analytical models were obtained from shear tests and parametric studies, and their validity is limited to the range of values shown in Table 2.



Figure 5 Experimental set-up

The connector used in this study is an adaptation of the *Perfobond* and has reduced dimensions which don't comply with the limits of the parameters t_{sc} , h_{sc} , D and $h_{sc} \times t_{sc}$ adopted by the authors above.

3. Experimental program

3.1 Bending tests

The specimens used for the tests are composite beams with the span of 3200 mm, consisting of a 140 mm thick and 800 mm wide slab, and one I-beam, composed by coupled back-to-back oriented stiffened U channels (Ue200x70x25x2.25). The slab is reinforced by welded mesh Q 283 (10x10cm - 6x6mm) on top and bottom faces. Five connectors were used to join the components of the composite section. The connectors are CH8x90x200 mm plates with four longitudinally aligned holes of 20 mm diameter; steel bars of 10 mm diameter pass through two of these holes. Figure 4 shows the detailed geometry of the specimens.

Table 3 presents average yield strength (f_y) and ultimate strength (f_u) for the steel and average compressive strength (f_{cm}) for the concrete used in the specimens, which were obtained by tensile tests and cylinder compression tests respectively.

Three specimens were tested in a four point bending configuration, as shown in Figure 5. Load was applied by hydraulic press through a load distributing beam. Twenty five load cycles between 15 kN and 60 kN were applied before test, as recommended by EN 1992 11:2004[11] for tests on shear connectors.





Table 4

Ultimate load and corresponding moment for each specimen

| | Ultimate load (kN) | Corresponding bending moment (kN.cm) | | |
|-------------|-----------------------|--|--|--|
| Specimen 01 | 172.51 | 9200.60 | | |
| Specimen 02 | 177.94 | 9489.90 | | |
| Specimen 03 | 169.61 | 9045.65 | | |
| Average | 173.35 | 9245.38 | | |

Vertical deflection was measured under the loading points by displacement transducers named DT 01 and DT 03 and at midspan by transducer DT 02. The slip of the steel at the concrete interface was measured at the ends of the specimen by transducers DT NOR and DT SUL. Strain gauges were placed on the central section: on the top face of the concrete slab (strain gauge ECSU); on the bottom face of the concrete slab (strain gauge ECIN); on the bottom face of the upper flange of steel profile (strain gauge EAMS); in the middle of the profile web (strain gauge EAAL); and on the bottom face of the bottom flange of steel profile (strain gauge EAMI). Instrumentation set up is shown in Figure 6.

3.2 Results

The ultimate load and corresponding bending moment for each of the three specimens are shown in Table 4.

The specimens showed the first cracks on the bottom face of the slab between loads 70 and 114 kN, thereafter cracking increased rapidly and longitudinal cracks appeared on the top face along the connectors' line. Concrete failure was first observed near the outermost connectors at the end of the tests.

With the displacement transducers and strain gauges installed on the three specimens, it was possible to obtain curves load × deflection at three points along the beam's span, load × slip at both ends of the beam, and load × strain at different points of mid-span



Figure 7

Load (kN) × vertical deflection (mm) under the loading points (DT 01 e DT 03) and on the central section (DT02) of Specimen 01



Figure 8

Load (kN) × slip (mm) on steel – concrete interface, at the ends of Specimen 01

section. These curves are shown, respectively, in Figures 7, 8 and 9 for Specimen 01.

3.3 Discussion of the results

To evaluate the degree of interaction of the beams, calculations were done for the specimens with full interaction and for the steel profile performing as an isolated beam. The calculated ultimate bending moment obtained for these two conditions were 10037 kN.cm and 3891 kN.cm respectively. The average ultimate bending moment obtained in the tests was 9245 kN.cm (this value is between the two calculated values). Therefore, the specimens had partial-interaction composite behavior.

When the applied load was between 80 and 100 kN, slip rate increased, and the load × slip curves (Figure 8), as well as load × strain (Figure 9) and load × deflection (Figure 7) curves, started bending. This indicates that at this load level the connectors started to show decreasing stiffness and partial-interaction mode begun.

The load × strain curve (Figure 9) show that the strains at



Figure 9

Load (kN) \times strain (10°) at various points of the mid-section of Specimen 01

the bottom face of the slab and on the upper flange of the steel profile (ECIN and EAMS) have almost identical trajectories until the load reaches the value of approximately 100 kN. After reaching this load, the strain curves started diverging. This indicates that after load reached this value, relative slip between the bottom face of the slab and the upper flange of the profile increased, as these surfaces started deforming at different rates, with concrete showing larger deformations than steel profile.

By the end of the tests, slip increased drastically, showing well-defined plateaus on load × slip curve (Figure 8), indicating that the connectors had reached their ultimate strength. The end of the tests followed shortly after, with high level of cracking along the connectors' line and local failure of concrete next to the connectors.

4. Behavior of the connectors

According to Brazilian Standard ABNT NBR 8800:2008[8], the horizontal shear force at the interface of the composite section (F_{hd}) is equal to the compressive force on the slab when neutral axis is

in the steel profile or equal to the tensile force on the steel profile when neutral axis is in the slab. This force is resisted by the connectors located between the maximum moment section and closest inflection point; in this case, by the two connectors at the ends of the beam, because the contribution of the central connector is negligible, since the shear flow in the central portion of the span is zero or very small.

Since neutral axis is in the slab in this case, the resultant tension force on the steel profile (F_{hd}) and the average slip between steel and concrete at the ends of the beam were obtained at different load levels from strain gauges (EAMI, EAAL and EAMS) and displacement transducers (DT SUL and DT NOR). Dividing the resultant tension force and the average slip values by the number of engaged connectors (two), the force × slip curves for the connector were obtained.

Table 5 shows the values of force and slip that were used to describe the connector's force × slip curves, as well as the strain and displacement values from which they were calculated.

Figure 10 shows the strain and stress distribution given by strain gauges at a certain load and the resultant forces obtained. Figure 11 shows the force × slip curves.

Table 5

Obtaining shear force and slip of the connector at various load levels

| | | Strain | | | | Strain | | Resultant | Shear | Slip | (mm) | Average |
|--------|--------------|------------------|------------------|----------|--------------------|----------------|--------------------|---|--------------------------------|-------|-------|--------------|
| | Load (kN) | ^E ami | ^E aal | Eams | $\sigma_{\rm ami}$ | σ_{aal} | $\sigma_{\rm ams}$ | force on profile F _{hd} (kN) | force per connector (kN) | SUL | NOR | slip (mm) |
| | 0.0 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| _ | 39.2 | 0.000469 | 0.000272 | 0.000058 | 93.81 | 54.35 | 11.59 | 88.1 | 44.0 | 0.004 | 0.047 | 0.025 |
| | 58.8 | 0.000720 | 0.000416 | 0.000091 | 143.94 | 83.28 | 18.15 | 136.0 | 68.0 | 0.005 | 0.068 | 0.037 |
| 0 | 78.5 | 0.001002 | 0.000574 | 0.000126 | 200.32 | 114.89 | 25.11 | 188.8 | 94.4 | 0.005 | 0.102 | 0.053 |
| ner | 103.0 | 0.001554 | 0.000860 | 0.000186 | 310.86 | 172.02 | 37.19 | 288.8 | 144.4 | 0.072 | 0.212 | 0.142 |
| SCIL | 103.0 | 0.001681 | 0.000865 | 0.000115 | 336.15 | 172.92 | 23.03 | 295.8 | 147.9 | 0.102 | 0.251 | 0.177 |
| be | 117.7 | 0.002169 | 0.001105 | 0.000126 | 369.00 | 220.92 | 25.25 | 352.5 | 176.3 | 0.176 | 0.344 | 0.260 |
| 0, | 137.3 | 0.003272 | 0.001670 | 0.000161 | 369.00 | 334.02 | 32.26 | 406.4 | 203.2 | 0.386 | 0.591 | 0.488 |
| | 156.9 | 0.005010 | 0.002459 | 0.000286 | 369.00 | 369.00 | 57.27 | 452.4 | 226.2 | 0.657 | 1.078 | 0.868 |
| | 167.7 | 0.007209 | 0.003171 | 0.000434 | 369.00 | 369.00 | 86.71 | 483.2 | 241.6 | 1.269 | 1.613 | 1.441 |
| | 0.0 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| | 39.2 | 0.000509 | 0.000300 | 0.000066 | 101.88 | 60.10 | 13.26 | 97.1 | 48.5 | 0.009 | 0.012 | 0.010 |
| 02 | 58.8 | 0.000745 | 0.000447 | 0.000099 | 148.91 | 89.36 | 19.70 | 142.8 | 71.4 | 0.015 | 0.016 | 0.015 |
| - U | 78.5 | 0.001052 | 0.000630 | 0.000142 | 210.42 | 126.02 | 28.43 | 202.1 | 101.0 | 0.027 | 0.030 | 0.028 |
| | 98.1 | 0.001465 | 0.000880 | 0.000199 | 293.09 | 176.10 | 39.74 | 281.8 | 140.9 | 0.071 | 0.074 | 0.073 |
| 9eC | 117.7 | 0.002085 | 0.001225 | 0.000227 | 369.00 | 245.09 | 45.38 | 373.3 | 186.7 | 0.154 | 0.147 | 0.151 |
| S | 137.3 | 0.003421 | 0.001927 | 0.000345 | 369.00 | 369.00 | 69.09 | 441.2 | 220.6 | 0.310 | 0.335 | 0.323 |
| | 156.9 | 0.005362 | 0.002808 | 0.000589 | 369.00 | 369.00 | 117.72 | 494.0 | 247.0 | 0.445 | 0.680 | 0.563 |
| | 164.8 | 0.006953 | 0.003399 | 0.000750 | 369.00 | 369.00 | 149.97 | 519.5 | 259.8 | 0.606 | 0.949 | 0.778 |
| | 0.0 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.0 | 0.0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| ŝ | 39.2 | 0.000541 | 0.000288 | 0.000054 | 108.26 | 57.69 | 10.85 | 98.3 | 49.1 | 0.007 | 0.026 | 0.017 |
| ö | 58.8 | 0.000815 | 0.000438 | 0.000085 | 163.07 | 87.67 | 17.07 | 148.8 | 74.4 | 0.011 | 0.030 | 0.020 |
| ner | 78.5 | 0.001195 | 0.000615 | 0.000124 | 239.02 | 122.98 | 24.85 | 215.4 | 107.7 | 0.017 | 0.036 | 0.026 |
| ŝcir | 98.1 | 0.001810 | 0.000887 | 0.000188 | 362.00 | 177.48 | 37.69 | 322.0 | 161.0 | 0.059 | 0.094 | 0.077 |
| Spe | 117.7 | 0.002657 | 0.001252 | 0.000248 | 369.00 | 250.31 | 49.63 | 385.9 | 193.0 | 0.132 | 0.172 | 0.152 |
| 0, | 137.3 | 0.004696 | 0.001998 | 0.000348 | 369.00 | 369.00 | 69.53 | 444.5 | 222.3 | 0.329 | 0.322 | 0.325 |
| | 151.0 | 0.007070 | 0.002911 | 0.000462 | 369.00 | 369.00 | 92.39 | 482.0 | 241.0 | 0.747 | 0.523 | 0.635 |
| | | | | A | | | | | 047 5 | | | |

Average max shear force per connector (kN) 247.5



Resultant force F_{hd} for applied load of 137.3 kN on Specimen 01 obtained from strain gauges





The force × slip curves of the three specimens converge to a maximum average strength ($\rm Q_{\rm _{Rm}})$ of 247 kN.

The strength of the tested connector was calculated using the analytical models for *Perfobond* proposed by Oguejiofor & Hosain[4], Medberry & Shahrooz[5] and Al-Darzi *et al.*[6]. Predictions of these models are compared with experimental average strength at Table 6.

Even though the average of the three predictions are close to the experimental strength, none of the individual predictions are close enough to the experimental strength, with the models of Medberry & Shahrooz[5] and Al-Darzi *et al.*[6] resulting in predictions 20 and 17% above experimental strength respectively, and the quite conservative model of Oguejiofor & Hosain[4] predicting strength 31% below.

A possible explanation for the unsatisfactory approximation of the predictions is the fact that the thickness of the plate, the diameter of the holes and the height of the tested connector are beyond the applicability limits of the analytical models developed for *Perfobond*. With the connector's strength value (Q_{Rm}) of 247 kN, theoretical ultimate bending moment of the composite beam in

Table 6

Comparison of the experimental and predicted result of Q_p

| Experimental | | Average analytical | | | |
|--------------|------------------------|------------------------|--------------------|------------|--|
| strength | Oguejiofor & Hosain[4] | Medberry & Shahrooz[5] | Al-Darzi et al.[6] | prediction | |
| 247 kN | 171 kN | 296 kN | 289 kN | 252 kN | |
| Difference | 31% | 20% | 17% | 2% | |

partial-interaction mode was calculated and compared to the average experimental ultimate bending moment shown in Table 4. The interaction degree for such Q_{Rm} value was found to be 0.78, which resulted in a theoretical ultimate bending moment of 9322 kN.cm. This value is only 1% different from average experimental ultimate bending moment.

5. Conclusions

The test results show that the proposed solution is viable, since the tested beams showed a satisfactory composite behavior, resisting 238% higher average moment (9245 kN.cm) than the bending strength moment of the isolated steel beam (3891 kN.cm). And the tested connector showed strength compatible with theoretical predictions, and comparable with strength of other commonly used connectors.

Among the analytical models used in this study, only the model of Oguejiofor & Hosain[4] was appropriate, since the other models predicted strength values higher than the obtained in tests. However, the model of Oguejiofor & Hosain[4] was very conservative, perhaps because it was developed for *Perfobond*, which usually has different dimensions than the connector dimensions used in the present work. Therefore, the development of an analytical model that can be applied for a wider range of geometry dimensions is desirable.

6. Acknowledgements

The authors thank FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais), CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) and UFMG (Universidade Federal de Minas Gerais) for their financial support.

7. References

- LAWAN, M. M.; TAHIR, M. M.; MIRZA, J. Bolted Shear Connectors Performance in Self Compacting Concrete Integrated with Cold-Formed Steel Section, Latin American Journal of Solids and Structures, n.13, p.731-749, 2016.
- [2] CHAVES, I. A. Viga Mista de Aço e Concreto Constituída por Perfil Formado a Frio Preenchido. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- [3] BREMER, C. F. (2007). Vigas Mistas em Perfis Formados a Frio com Lajes Mistas e Lajes Moldadas sobre Painéis de Concreto Celular. Tese para Obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- [4] OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U. Tests of full-size

composite beams with Perfobond rib connectors, Canadian Journal of Civil Engineering, n.22, p.80-92, 1995.

- [5] MEDBERRY S. B.; SHAHROOZ B. M. Perfobond shear connector for composite construction, AISC Chicago 2002;1:212.
- [6] AL-DARZI S. Y. K.; CHEN A. R.; LIU Y. Q. Finite element simulation and parametric studies of Perfobond rib connector, American Journal of Applied Sciences 4 (3): 122-127, 2007.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT. NBR 14762:2010, Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituidas por Perfis Formados a Frio, Rio de Janeiro, 87p.
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT. NBR 8800:2008, Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, Rio de Janeiro, 237p.
- [9] American Institute of Steel Construction AISC, ANSI/ AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, 385p.
- [10] OGUEJIOFOR, E. C. Perfobond rib shear connectors for composite beams. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1994.
- [11] EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Numerical modeling of circular, square and rectangular concrete columns wrapped with FRP under concentric and eccentric load

Modelagem de pilares de concreto com seção circular, quadrada e retangular reforçados com PRF e solicitados por força centrada e excêntrica





D. S. OLIVEIRA ^a diogooliveira@ufv.br https://orcid.org/0000-0002-4771-8971

R. CARRAZEDO b carrazedo@sc.usp.br https://orcid.org/0000-0002-9830-7777

Abstract

In this paper, the finite element method was used for the numerical modeling of columns with square, rectangular and circular cross sections wrapped with FRP. The numerical modeling was successfully calibrated with the experimental data considering axial load, axial strain and transverse strain. The distribution of compressive stresses in the cross section of the column indicates that for centered load, circular cross sections have uniform distribution and for square and rectangular sections the effective confined concrete was defined by parabolas and concentrates next to the rounded corners. For eccentric load, the effective confined region moves to the most confined edge, thus, this does not reduce the gain for square and rectangular columns, but is unfavorable for circular columns.

Keywords: strengthening of columns, fiber reinforced polymers, concrete confinement.

Resumo

Neste artigo é apresentada a modelagem numérica em elementos finitos de pilares com seções transversais circular, quadrada e retangular solicitados por força centrada e excêntrica, reforçados com PRF. O modelo numérico foi calibrado com os resultados experimentais e indicou boa compatibilidade de forças axiais, deformações axiais e deformações transversais. Foi demonstrada a distribuição das tensões de compressão na seção transversal do pilar, indicando que no caso de solicitação por força centrada as seções transversais circulares apresentam distribuição uniforme e os pilares com seção quadrada e retangular a região de concreto confinado fica limitada por parábolas e se concentram junto aos cantos arredondados. Para o caso de força excêntrica, a região efetivamente confinada se desloca junto à borda mais comprimida, sendo que isso não reduz o ganho de resistência para seções quadradas e retangulares, mas reduz a eficiência do reforço em seções circulares.

Palavras-chave: reforço de pilares, polímeros reforçados com fibras, confinamento do concreto.

Received: 17 Aug 2017 • Accepted: 11 Jan 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

Universidade Federal de Viçosa, Departamento de Engenharia Civil, Viçosa, MG, Brasil;
 Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil

1. Introduction

Fiber Reinforced Polymers (FRP) are materials composed of fibers combined with a polymeric matrix. They appear as an alternative in relation to conventional materials for strengthening and rehabilitation of structures. FRP is lightweight, non-corrosive and has high tensile strength. In fabric format, the FRP can be used to wrap the structure to promote strengthening. Fibers and resins are expensive if compared to traditional materials; however, they allow strengthening of the structure in a relatively short time and demand a lower degree of structure intervention. In addition to this, it is possible to apply them in places with difficult access (ACI 440.2R-08 [1]).

FRP is used in concrete columns in the shape of a jacket to obtain strength improvement through the lateral confinement mechanism. Richart et al. [2] affirm that this mechanism is more efficient for circular columns cross section because the lateral confinement pressure is uniformly transferred to the concrete by the membrane effect. Complementing the concept, Lam e Teng [3] indicate that, for columns with different cross sections than circular, the distribution of lateral confinement pressures is not uniform, reducing the confinement effect on concrete. For square and rectangular shapes, the cross section is not completely confined, because the lateral pressure is developed only near the rounded corners, where the membrane effect is also developed (Shehata [4]). Because the FRP laminate does not have bending strength, the membrane effect is not developed in the flat sides of the cross section. Consequently confining of concrete does not occur in this region. For rectangular cross sections, the bigger the aspect ratio (ratio between the major and minor side) the lower is the effectiveness of concrete confinement. In addition, the efficiency of FRP confinement is also influenced by the load eccentricity, creating a coupled effect that is related to the confinement level, the cross sectional shape, and the load eccentricity (Maaddawy [5]).

1.1 Objective

This research aims to demonstrate, through numerical modeling using the finite element method, the distribution of the compressive axial stresses in columns with different cross sections confined by FRP. In addition, columns with concentric and eccentric load were considered in order to identify the relationship of these stress distributions with the strength efficiency.

1.2 Columns strengthened with FRP mobilizing confinement effects

In the last decades, several researches have indicated the main factors that influence the structural behavior of columns strengthened with FRP based on the confinement mechanism. Among them, the shape of the columns cross section, the radius of the rounded corners and the load eccentricity are one of the most important parameters and that are related to the columns geometry.

In relation to the radius of the rounded corners, the larger is the ratio between the radius to the cross sectional side, the greater is the confinement efficiency (Nisticò [6]) and, fixing the columns cross section dimensions and the number of FRP layers, the increase in



Figure 1

Confinement efficiency of FRP for different cross section shape tested by Carrazedo [17]

radius improves the strain capacity FRP (Rochette e Labossière [7] e Yang [8]).

Shehata [4], Carrazedo [9], Youssef et al.[10]a stress-strain model for concrete confined by fiber reinforced polymer (FRP, Ilki et al. [11]68 reinforced concrete columns were tested under uniaxial compression after being jacketed externally with carbon fiber-reinforced polymer (CFRP, Toutanji et al. [12], Maalej et al. [13], Micelli and Modarelli [14] and Tan et al. [15] found that circular columns cross sections have greater effectiveness of confinement, followed by the square cross section and finally the rectangular ones with the lowest efficiency. In the circular sections, the membrane effect forms along the entire section perimeter, allowing a uniform distribution of lateral confining pressure. For different sections than the circular one, the small bending strength of the FRP jacket does not allow that large pressures be applied in flat sides. Since a membrane has a very low bending stiffness a jacket curvature in necessary to restrict the transversal loads in the median plane. Machado [16] and Carrazedo [17] comment that circular and square sections have a stress strain curve with a second ascending branch, whereas for rectangular sections this becomes descending, as shown in Figure 1.

Experimental tests in rectangular cross sections performed by Chaallal [18], Harajli [19], Ilki et al. [11]68 reinforced concrete columns were tested under uniaxial compression after being jacketed externally with carbon fiber-reinforced polymer (CFRP, Kumutha et al. [20], Wu and Wei [21], Yan and Pantelides [22], Ozbakkaloglu [23] and Tan et al. [15] showed that the greater the aspect ratio, smaller is the axial strength promoted by the FRP jacket. Because of the large straight sides of the section, even if a high lateral deformation occurs, the jacket is not capable of mobilizing considerable passive confinement. Wu and Wei [21] have stated that for aspect rations greater than two, the strengthening increase is insignificant. However, it is common to have columns with high aspect ratio in reinforced concrete buildings.

For rectangular cross sections, Fib [24] considers that the effective confined region is delimited by parabolas beginning at 45°, as indicated in Figure 2a. Following this concept, Tan et al. [15] indicate that these parabolas touch each other when the aspect ratio is above a critic value of α_{cr} = h/b, which starts from 2, for

r = 0, until 3, for r = b/2. Above these limits, the parabolas cross each other, (see Figure 2b). In opposition to this concept, ACI 440.2R-08 [1] indicates that the parabolas begin with inclination parallel to the cross section diagonal (see Figure 2c). Thus, regardless of the aspect ratio, the parabolas would never touch, as suggested by Harajli [19] on Figure 2d. Considering this disparity of concepts, it is understood that numerical modeling can clearly demonstrate the configuration of the effectively confined region.

Carrazedo [9] observed in columns with circular cross sections that the gain provided by the confinement is smaller in the presence of load eccentricity in comparison to the situation of concentric load. For square and rectangular sections the eccentricity was not as detrimental as in circular sections. In some cases the gain in an eccentric situation was higher than in the concentric force situation.

Maaddawy [5] observed in their tests that increases in strength and ductility were greatly affected by the variation of the cross section geometry under concentric load and that the respective gains were smaller under small eccentricities. He pointed the need for further studies in the area that to better observe the relationship between eccentricity and cross sectional shape. To highlight these parameters, he indicates that these studies should consider large values of eccentricities and or lower level confining pressure.

The analytical model available in standard recommendations for the design of square and rectangular columns under eccentric load is the only one proposed by Rocca et al. [25] and indicated in ACI 440.2R-08 [1]. However, this model does not consider a different configuration for the effective confined concrete region in sections of square and rectangular columns when in eccentric load. It adopts the same stress distribution considered for the concentric load situation. In addition, there are no theoretical models in standard recommendations to design circular columns under eccentric load strengthening

These confirmations point out the necessity for further investigation regarding the distribution of compressive stress which is effectively confined by FRP, and one of the best ways to do this is by using numerical modeling.

2. Constitutive model for concrete under passive confinement

2.1 Plasticity model for concrete

Most studies on FRP strengthening system have been experimental

tests. This is justified due to the difficulty to represent the passive confinement of concrete numerically, which has as a basic principle the transverse dilation in the plastic zone of stress strain curve. More recently a constitutive model called Concrete Damaged Plasticity (CDP) was incorporated in the software ABAQUS [26]. This model uses the plastification function proposed by Lubliner [27] and the modifications proposed by Lee and Fenves [28]. In the present work, the damage resources of this model were not used, only the plasticity criterion was used to represent the behavior of the concrete. The main parameters that define the model are: yielding surface, plastic potential and the hardening law. In addition to these data it was necessary to define the compressive stress strain curve of concrete and the behavior under tensile stresses.

2.2 Yielding surface

The function of the yielding surface of CDP is defined by the following equation:

$$F(\overline{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} \Big(q - 3\alpha p + \beta \big(\tilde{\varepsilon}^{pl} \big) (\widehat{\sigma}_{max}) - \gamma (-\widehat{\sigma}_{max}) - \overline{\sigma}_c \big(\tilde{\varepsilon}^{pl} \big) \Big)$$
(1)

where:

p - is the effective hydrostatic pressure;

 $\mathsf{q}-\mathsf{i}\mathsf{s}$ the equivalent Mises stress;

- $\overline{\sigma}$ is the tensile tensor of effective stress;
- $\hat{\sigma}_{max}$ is the eigenvalues vector of tensor $\overline{\sigma}$;

 $\tilde{\epsilon}^{pl}$ – is the vector of equivalent plastic deformations.

The function $\beta(\tilde{\epsilon}^{pl})$ can be computed by:

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\overline{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}_c)}{\overline{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}^{pl}_t)} (1-\alpha) - (1+\alpha)$$
⁽²⁾

which $\overline{\sigma}_c$ and $\overline{\sigma}_t$ are the effective compression and tensile stress and, $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ and $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ are the vectors of plastic deformations when in compression and tensile, respectively.

The variable α is defined from the initial compression stress in biaxial and uniaxial state ($\sigma_{_{b0}}$ and $\sigma_{_{c0}}$, respectively), which can be resumed by the following equation:

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$$
(3)

According to Lubliner et al. [27], for concrete, the ratio $\sigma_{_{b0}}/\sigma_{_{c0}}$ varies from 1 to 1.16. The γ coefficient is defined by the



Figure 2

Different configurations for regions of effective confined concrete: (a) Fib [24]; (b) Tan et al. [15]; (c) ACI 440.2R-08 [1] and (d) Harajli [19]

comparison between compression and tensile meridian, respectively, which results in the following equation:

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}$$
(4)

which K_c is defined by the relation between the Mises stress in tensile meridian and stress Mises in compression meridian, that is: $K_c = \frac{q_{MT}}{q_{MC}}$ (5)

This coefficient can vary from 0.5 until 1, but for the concrete generally it is assumed as 2/3 (Lubliner et al. [27]). In Figure 3 the cross section for the yielding surface in the Nadai plane is shown.

2.3 Plastic potential

The plastic potential uses the Drucker-Praguer hyperbolic function and assumes a non-associative flow, as follows:

$$G = \sqrt{(\in \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + q^2} - p \tan \psi$$
(6)

which:

 $\sigma_{_{t0}}$ – is the tensile stress in the uniaxial state;

 ϵ – is the eccentricity that defines the rate at which the hyperbolic function approaches to an asymptotic line, that is, the shape of the plastic potential curve in the meridians tends to be a straight line when the eccentricity tends to zero. For concrete the usual value is adopted equal to 0.1;

 ψ – is the dilation angle measured in the meridian plane for large values of confining stress. For concrete, the typical values vary from 36° until 56° (Lubliner et al. [27]).

In CDP the concrete capacity of transversal expansion, when in compression strain, is governed by the dilation angle ψ . This behavior is essential to represent the passive confinement of concrete. If the lateral confining pressure and the stress strain curve of the unconfined concrete were fixed, the larger the angle of expansion, the greater are the concrete hardening and the lateral strain. In summary, in order to obtain a level of concrete hardening the solution involves the definition of the dilation angle and the concrete stress strain curve. For concrete confinement in columns the calibration can be performed considering the tensile strain of the FRP as parameter.

Ozbakkaloglu et al. [29] observed that the bigger the lateral confining pressure the smaller is the dilation angle. In addition, the dilation angle tends to decrease with the plastic strains increase. They proposed a numerical model that considers this variation of dilation angle. However, this model is considered only for circular cross section specimens confined with FRP and subjected to uniform lateral pressure. For columns with a rectangular section, where the confinement is not uniform, each region is subjected to a different confining pressure and plastic strain. Then, it is still necessary to improve this model to be used in rectangular columns. Despite the study by Ozbakkaloglu et al. [29], it is understood that satisfactory results can be obtained by using a fixed value for the dilation angle as adopted by the CDP obtained by calibration with the experimental values as will be shown in the following items.

2.4 Hardening law

The CDP hardening law is defined by the following plastic strain vector:

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix} \hat{h} (\hat{\sigma}_{max}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \cdot \hat{\varepsilon}^{pl}$$
⁽⁷⁾

which:

 $\tilde{\varepsilon}_{c}^{pl}$ – is the vector that represents de equivalent tensile plastic strain; $\tilde{\varepsilon}_{c}^{pl}$ – is the vector that represents de equivalent compression plastic strain:

 \hat{h} – is the vector that defines the direction of hardening vector; \hat{x}^{pl} – is the eigenvalues of plastic strains tensor.

For model data input it is necessary the concrete plastic stress strain curve in uniaxial compression state. For tensile behavior it is possible to provide only the tensile strength and tensile fracture energy.

2.5 Stress strain curve

In order to define the stress strain curve in compression Wee et al. [30] equation was used (see Equation 8). This curve can represent the entire post peak branch.

$$\sigma_{c} = \left[\frac{k_{1} \beta_{0} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}} \right)}{k_{1} \beta_{0} - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}} \right)^{k_{2} \beta_{0}}} \right]$$
(8)

Which:

k

$$k_1 = \left(\frac{50}{f_c}\right)^3$$
 and $k_1 = \left(\frac{50}{f_c}\right)^{1.3}$ (9) (10)

$$\varepsilon_c = 0.00078 f_c^{(1/4)}$$
 (11)

$$\beta_0 = \frac{1}{1 - \frac{f_c}{\varepsilon_0 E_c}} \tag{12}$$

E_c – is the concrete Young modulus;

 ϵ – is the concrete strain;

 ϵ_{c} – is the strain concrete peak strength;

f_c – is the unconfined concrete strength.

For concrete lower than 50MPa, the variables assumes the values $k_1 = 1$ and $k_2 = 1$.



Figure 3

Cross section of yielding surface at Nadai plane, in which -S1, -S2 and -S3 are the compression stress at the three principal directions (ABAQUS [26])

Table 1

Values for G_{f0} (CEB-FIB [31])

| Coarse aggregate diameter (mm) | G _{f0} (MPa.mm) |
|-----------------------------------|-----------------------------|
| 8 | 0.025 |
| 16 | 0.030 |
| 32 | 0.058 |

2.6 Tensile behavior for concrete

For tensile fracture energy CEB-FIB [31] the following equation was used:

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0.7}$$
(13)

which:

 ${\rm G}_{_{\rm f0}}$ – is the tensile fracture energy related to the coarse aggregate size (see Table 1);

 $\rm f_{\rm cm}$ – is the average compression strength of concrete;

 f_{cm0} – is equal to 10MPa.

Table 2

Column series tested by Carrazedo [17]

2.7 FRP behavior

A linear elastic model type lamina in the software ABAQUS [26] was used to represent the FRP behavior. This model is used for orthotropic materials in which the Young modulus and the Poisson's coefficient are defined for each three directions. Only values in the direction of the fibers were considered.

2.8 Modeling of columns strengthened with FRP

In order to perform the present study, columns from Carrazedo [17] were used. He tested 36 different short columns with circular, rectangular and square cross sections. Other variables such as radius of the rounded corners, concrete strength, number of FRP layers and the load eccentricity were analyzed. Table 2 summarizes all the specimens tested by Carrazedo [17].

2.9 Finite elements mesh

For concrete columns three-dimensional solid finite element C3D20R were used. This element is available in ABAQUS [26] and it has quadratic interpolation for the displacements with twenty nodes, three degrees of freedom per node and reduced integration.

| Series 1 – Square cross section | | Eccentricity (mm) | | | | | |
|--------------------------------------|--------|-------------------|-----------------|----------------|---------|--|--|
| (150 mm x 150 mm) r = 10 mm | | 0 | | 10 | 20 | | |
| | 0 | SOOr1 | S | 01r1 | S02r1 | | |
| Number of FRP Layers | 1 | S10r1 | S | 511r1 | S12r1 | | |
| | 2 | S20r1 | S | 21r1 | S22r1 | | |
| Series 2 – Square cross section | | | Eccenti | ricity (mm) | | | |
| (150 mm x 150 mm) r = 30 mm | | 0 | | 10 | 20 | | |
| | 0 | S00r3 | S | i01r3 | S02r3 | | |
| Number of FRP Layers | 1 | S10r3 | S1 S1 | 1r3-a 1r3-b | - | | |
| | 2 | S20r3 | S | 21r3 | S22r3 | | |
| Series 3 – Rectangular cross section | | Eccentricity (mm) | | | | | |
| (150 mm x 225 mm) r = 30 mm | | 𝒴 🛧 🖌 | | | | | |
| | | 0 | х | = 30 | y = 20 | | |
| Number of FRP Layers | 0 | R00 | Γ | ROx3 | R0y2 | | |
| | 2 | R20 | Γ | R2x3 | R2y2 | | |
| Series 4 – Circular cross section | | Eccentricity (mm) | | | | | |
| (D = 150 mm) | | 0 | | | 20 | | |
| | 0 | C00 | | | C02 | | |
| Number of FRP Layers | 1 | C10 | | | C12 | | |
| | 2 | C20 | | | C22 | | |
| Series 5 - Square cross section | | Ec | ccentricity (mm |) / Radius (mm | 1) | | |
| (150 mm x 150 mm) r = 10 or 30 mm | 0 / 10 | 0 / 30 | 20 / 10 | 20 / 30 | 20 / 30 | | |
| | 0 | X00 | - | X02 | - | | |
| Number of FRP Layers | 1 | X10r1 | X10r3 | X12r1 | X12r3 | | |

Columns nomenclature:

First letter: cross section shape (S = square, R = rectangular, C = circular); First number: number of FRP layers;

risis nature introduced or Recrysters, Second number: initial eccentricity (cm). For rectangular the eccentricity is preceded by the direction x or y Third number: (after letter r): radius of the rounded corners (cm).



Typical finite element mesh of modeled columns

For FRP the three-dimensional S8R shell element with eight nodes, six degrees of freedom per node and reduced integration was used. Total interaction between concrete and FRP was considered by the command "TIE".

The columns were 400 mm long, however, only a 10 mm slice of the column was modeled (see Figure 4). At the columns ends, the support system was represented by the kinematic coupling of the section with a reference point. This restriction allows the section to have relative rotation in relation to the reference point, but remaining plane. For concrete and FRP, the finite element mesh was generated using the automatic mapped mesh feature and the maximum dimension of 7 mm was considered for the elements.

The load was applied by displacement steps automatically determined by ABAQUS [26]. The minimum step of 1.10^{-5} and maximum of 2.10^{-2} until the final displacement of 0.2 mm was adopted. In order to obtain the total column displacement, the axial displacement obtained in the modeling was multiplied by 40, which is the ratio between the length of the modeled column and the length of the real columns tested experimentally. The model Modified Newton Method was used and the standard values of ABAQUS [26] was kept as convergence criteria.

2.10 Materials properties

Table 3 summarizes concrete properties experimentally obtained by Carrazedo [17]. The other parameters used in the numerical modeling are also indicated in the same table. For ε and $\sigma_{\rm b0}/\sigma_{\rm c0}$ the standard values of ABAQUS [26] were considered because these values did not affect the behavior of the modeled columns. G_f was computed by CEB-FIP [31], as demonstrated by Equation 13.

Table 3

| | Concrete | propertie | es for m | nodeling |
|--|----------|-----------|----------|----------|
|--|----------|-----------|----------|----------|

Several analyses have demonstrated that dilation angle is the parameter that most influences the numerical model behavior, because it is related to the lateral expansion of the concrete. For the analyzed concrete, several values were tested taking the load displacement curves of columns and the FRP tensile strain as references. These strains are directly associated to the lateral expansion of the concrete. The values that provided the best calibration were equal to 47° for the concrete of $f_c = 36.1$ MPa and 56° for the concrete of $f_c = 26.1$ MPa.



Figure 5

Stress strain curves for concrete of the modeled columns

| Parameter | Description | Series 1 to 4 | Series 5 |
|---------------------------|--|---------------|----------|
| f _c (MPa) | Unconfined strength (from experimental test) | 36.1 | 26.4 |
| f _t (MPa) | Tensile strength | 3.33 | 2.92 |
| ε _c | Peak strain | 0.0030 | 0.0028 |
| E _c (MPa) | Young modulus (from experimental test) | 28550 | 26000 |
| ψ (Degree) | Dilation angle | 47° | 56° |
| e | Eccentricity of flux potential | 0.1 | 0.1 |
| σ_{b0}/σ_{c0} | Ratio between compression biaxial/uniaxial | 1.16 | 1.16 |
| G _f (N/mm) | Tensile facture energy | 0.139 | 0.132 |

Figure 5 shows the curves used for compressive stress strain curve for concrete obtained from the equation of Wee et al. [30]. For FRP modeling only the properties of the carbon fiber fabric were considered, the properties of the epoxy resin were not considered. The FRP behavior was considered linear elastic until the rupture, which was defined as the limit deformation of the fiber. Table 4 shows the properties of the fiber obtained in characterization tests performed by Carrazedo [17].

Table 4

Carbon fiber fabric properties for FRP modeling

| Parameter | Description | Value | | |
|----------------------|--------------------------------|------------------------|--|--|
| f _f (MPa) | Tensile strength | 2757 | | |
| E _f (MPa) | Young modulus | 218950 | | |
| ε _{fu} | Ultimate rupture strain | 1.3 x 10 ⁻³ | | |
| t (mm) | Equivalent fabric thickness | 0.17 | | |



Figure 6

Comparison between the load displacement curves from Carrazedo [17] and the curves from numerical modeling for columns of series 1 to 4

3. Results and analysis

Figures 6 and 7 show the load displacement curves of the modeled columns compared to those obtained by Carrazedo [17]. From that it is possible to highlight a good correlation between the experimental and numerical curves. The numerical model was able to identify the curve tendencies in a very similar way, identifying the gains in load and displacement, and representing the second ascending or descending branch of each situation. Table 5 shows the values of load and displacement at peak (F_{cc} and δ_{cc} , respectively) and ultimate (F_u and δ_{u} , respectively). The average ratios between experimental and numerical values were 1.03 for load and 1.09 for displacement at peak situation. At ultimate condition these ratios were 1.05 for ultimate load and 1.28 ultimate displacements. In addition, the deviations around the average for each of these comparisons are also shown in Table 5, indicating a good approximation of the numerical values with the experimental ones.

Figures 8 and 9 show the FRP strains obtained from numerical modeling along the perimeter at the intermediate columns cross sections compared with the respective strains measured by Carrazedo [17], in the rupture situation. It is possible to observe a good correlation of the numerical model to represent the transverse expansion of the concrete and that the calibration of the dilation angle in the passive confinement was satisfactory. In addition, in the case of eccentric loading, the FRP deformations were larger in the perimeter near the more compressed region of the section.

Figure 10 shows the compressive stresses in the intermediate cross sections of some columns with concentric load. From that it is possible to verify that for columns with square cross sections the stress configuration for the effective confined concrete indicated in Fib [24] or in ACI 440.2R-08 [1] can be considered, because this suitably fits the found configuration. However, for the rectangular cross section, it is clear the overlapping of the parabolas delimiting the confined concrete region, which points for the configuration proposed by Tan et al. [15] as the most appropriate.

From the comparison between 1.5 cm and 3 cm for rounded corners radius of square cross sections, one can observe that for larger ra-

dius columns, higher values of compression stress were obtained and, consequently, greater increase of strength (see Table 5). In regions next to the flat sides of the cross section practically there was no strength increase, different from what occurred next to the rounded corners. In addition, because the membrane effect just occurs in the rounded corners, it was clearly observed that in columns with higher radius the confinement effectiveness was better.

For columns with circular cross sections and concentric load, a perfect distribution of compression stresses was observed. This demonstrates that the uniform confinement and the membrane effect develops efficiently across the entire perimeter of the cross section.

From the compression stresses distribution obtained in different cross sections, the relationship between cross section shape and confinement efficiency with FRP is clear. For circular sections the area of the section is the same as the concrete area effectively confined. For square section the area of confined concrete delimited by the parabolas is smaller in relation to the total area of the section. This ratio is still smaller for rectangular sections, where parabolas cross each other. This allows affirming that for rectangular cross sections with high aspect ratio the parabolas will overlap each other, which will therefore reduce the effective confined area. In Figure 11 the compression stress distribution of circular columns with concentric and eccentric load is shown along a specific path through the cross section. From this, one can see that the region with higher values of compression stress moved in the direction of the eccentricity and even exceeded the compression values at the most compressed edge. However, this region has a smaller width than the rest of the section, which makes the integral of the stresses result in a smaller strength increase for circular columns in the eccentricity situation (see Table 5). In addition, it is also observed that the effectively confined region is delimited by a curved aspect. Because of this, it is not possible to draw a line which is parallel to the neutral line having constant values of compression stresses.

In Figures 12 to 14 one can observe in square and rectangular cross sections that the effectively confined concrete region also moves towards the eccentricity and modifies its distribution aspect. From the center of the cross section to the most compressed edge, the graphs



Figure 7

Comparison between the load displacement curves from Carrazedo [17] and the curves from numerical modeling for columns of series 5

indicate that the compression stresses for the eccentric load situation were generally higher in relation to concentric load situation. As the width of the section remains the same, a greater region is proportionately confined in comparison to the circular shape. This justifies the fact that the strength gain for square section is practically the same or slightly higher in cases of eccentricity than the concentric load (see Table 5). This allows affirming that the eccentricity is not harmful when square and rectangular sections are strengthened FRP.

From graphs shown in Figures 15 and 16 it is possible to demonstrate that the increase in eccentricity has little influence on efficiency of strengthening in square and rectangular sections here represented by the gain ratio of stress f_{cc}/f_c and the strain ratio of strain $\varepsilon_{cc}/\epsilon_c$. These gains remain practically the same and in some cases they increase slightly as the eccentricity increases. On the other hand, for the circular sections, it is clear that the increase in eccentricity provides less gain in strength and strain due to FRP confinement.

4. Conclusion

The numerical model used was able to represent the passive confinement mechanism of the concrete columns with square, rectangular and circular cross sections, which have regions of high

Table 5

Comparison of load and displacement between the values measured by Carrazedo [17] and the ones obtained by the numerical modeling

| Column | F _{cc,exp} (kN) | F _{cc,exp} F _{c0,exp} | F _{cc,num} (kN) | F _{cc,num} F _{cc,exp} | δ _{cc,exp} (mm) | δ _{cc,num} (mm) | $\frac{\delta_{cc,num}}{\delta_{cc,exp}}$ | F _{u,exp} (kN) | F _{u,num} (kN) | F _{u,num} F _{u,exp} | δ _{u,exp} (mm) | δ _{u,num} (mm) | $\frac{\delta_{u,num}}{\delta_{u,exp}}$ |
|--------|-----------------------------|--|-----------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|---|----------------------------|----------------------------|--|----------------------------|----------------------------|---|
| S00r1 | 815 | - | 808 | 0.99 | 1.15 | 1.26 | 0.91 | - | - | - | - | - | - |
| S10r1 | 872 | 1.07 | 872 | 1.00 | 1.34 | 1.58 | 0.92 | 678 | 645 | 0.95 | 3.32 | 5.22 | 1.57 |
| S20r1 | 883 | 1.08 | 932 | 1.06 | 1.76 | 1.8 | 0.92 | 842 | 785 | 0.93 | 3.25 | 4.92 | 1.51 |
| S01r1 | 709 | - | 652 | 0.92 | 0.76 | 1.26 | 1.19 | - | - | - | - | - | - |
| S11r1 | 785 | 1.11 | 784 | 1.00 | 1.13 | 1.26 | 1.04 | 272 | 601 | 2.21 | 4.76 | 3.6 | 0.76 |
| S21r1 | 816 | 1.15 | 821 | 1.01 | 1.3 | 1.62 | 1.13 | 733 | 722 | 0.98 | 4.53 | 3.39 | 0.75 |
| S02r1 | 578 | - | 575 | 0.99 | 0.68 | 1.08 | 1.30 | - | - | - | - | - | - |
| S12r1 | 650 | 1.13 | 653 | 1.00 | 1.06 | 1.44 | 1.04 | 488 | 497 | 1.02 | 1.9 | 4.14 | 2.18 |
| S22r1 | 722 | 1.25 | 724 | 1.00 | 1.23 | 1.80 | 1.24 | 641 | 605 | 0.94 | 2.37 | 3.5 | 1.48 |
| SOOr3 | 730 | - | 784 | 1.07 | 1.01 | 1.44 | 1.12 | - | - | - | - | - | - |
| S10r3 | 846 | 1.16 | 864 | 1.02 | 3.27 | 1.62 | 0.48 | 840 | 746 | 0.89 | 3.56 | 4.86 | 1.37 |
| S02r3 | 1049 | 1.44 | 1028 | 0.98 | 5.23 | 5.4 | 0.99 | 1047 | 1028 | 0.98 | 5.44 | 5.40 | 0.99 |
| S01r3 | 573 | - | 632 | 1.10 | 1.03 | 1.08 | 1.05 | - | - | - | - | - | - |
| S11r3 | 716 | 1.25 | 727 | 1.02 | 1.81 | 1.44 | 0.62 | 722 | 684 | 0.95 | 2.1 | 3.24 | 1.54 |
| S11r3 | 742 | 1.29 | 749 | 1.01 | 1.94 | 1.44 | 0.67 | 742 | 684 | 0.92 | 2.15 | 3.24 | 1.51 |
| S21r3 | 929 | 1.62 | 932 | 1.00 | 3.30 | 3.96 | 1.13 | 929 | 898 | 0.97 | 3.5 | 3.96 | 1.13 |
| S02r3 | 552 | - | 557 | 1.01 | 0.68 | 1.08 | 1.26 | - | - | - | - | - | - |
| S22r3 | 745 | 1.35 | 753 | 1.01 | 3.02 | 4.14 | 1.32 | 745 | 764 | 1.03 | 3.14 | 4.14 | 1.32 |
| R0r3 | 1019 | - | 1191 | 1.17 | 1.06 | 1.26 | 0.80 | - | - | - | - | - | - |
| R2r3 | 1331 | 1.31 | 1370 | 1.03 | 1.69 | 1.85 | 0.88 | 1120 | 1285 | 1.15 | 3.90 | 5.34 | 1.37 |
| R0x3 | 646 | - | 846 | 1.31 | 0.68 | 1.08 | 1.32 | - | - | - | - | - | - |
| R2x3 | 972 | 1.50 | 1063 | 1.09 | 1.42 | 3.85 | 1.4 | 1060 | 1023 | 0.96 | 1.54 | 3.85 | 2.50 |
| R0y2 | 756 | - | 846 | 1.12 | 0.68 | 1.08 | 1.37 | - | - | - | - | - | - |
| R2y2 | 1020 | 1.35 | 1019 | 1.00 | 1.42 | 1.98 | 1.62 | 661 | 997 | 1.51 | 3.27 | 1.98 | 0.61 |
| C00 | 682 | - | 636 | 0.93 | 1.02 | 1.26 | 1.21 | - | - | - | - | - | - |
| C10 | 1013 | 1.49 | 863 | 0.85 | 4.14 | 5.04 | 1.24 | 1000 | 863 | 0.86 | 4.08 | 5.04 | 1.24 |
| C20 | 1562 | 2.29 | 1431 | 0.92 | 8.00 | 5.76 | 0.72 | 1560 | 1431 | 0.92 | 8.00 | 5.76 | 0.72 |
| C02 | 469 | - | 470 | 1.00 | 0.72 | 1.08 | 1.26 | - | - | - | - | - | - |
| C12 | 611 | 1.30 | 612 | 1.00 | 1.77 | 3.35 | 1.66 | 612 | 523 | 0.86 | 2.02 | 3.35 | 1.66 |
| C22 | 892 | 1.90 | 914 | 1.02 | 2.90 | 3.96 | 1.13 | 892 | 780 | 0.87 | 3.52 | 3.96 | 1.13 |
| X00 | 562 | - | 574 | 1.02 | 1.21 | 1.26 | 1.18 | - | - | - | - | - | - |
| X10r1 | 638 | 1.14 | 652 | 1.02 | 1.73 | 1.44 | 0.76 | 540 | 486 | 0.90 | 4.35 | 5.58 | 1.28 |
| X10r3 | 690 | 1.23 | 762 | 1.10 | 3.77 | 5.4 | 1.33 | 690 | 762 | 1.10 | 4.39 | 5.4 | 1.23 |
| X02r3 | 367 | - | 470 | 1.28 | 0.72 | 1.08 | 1.35 | - | - | - | - | - | - |
| X12r1 | 483 | 1.32 | 485 | 1.00 | 1.09 | 1.47 | 0.99 | 394 | 428 | 1.09 | 4.07 | 3.27 | 0.8 |
| X12r3 | 487 | 1.33 | 498 | 1.02 | 1.88 | 3.37 | 0.73 | 487 | 552 | 1.13 | 4.59 | 3.37 | 0.73 |
| | | | Average: | 1.03 | | | 1.03 | | | 1.05 | | | 1.28 |
| | Deviation | from the | average: | 0.06 | | | 0.06 | | | 0.17 | | | 0.34 |



FRP strains in the perimeter of columns midsections: comparison between numerical and experimental values by Carrazedo [17]. Series 1 and 2 (unit in ‰)

and low confinement. There was a good correlation when comparing the experimental and numerical load displacement curves. It was possible to adequately represent the dilatation of the concrete, which was calibrated with experimental values of FRP tensile strains at the cross sections perimeters.

It was possible to observe the compression stresses distribution in different cross sections. In square sections the effectively confined region forms near the rounded corners and it is delimited by parabolas starting at 45° near the rounded corners. For rectangular sections, because of the larger sides of the section, the parabolas touch each other. This divide the

confined region into two regions located closer to the smallest sides of the cross section.

For eccentric load, the most compressed region moves in the direction of eccentricity and the stress reaches higher values than in the concentric situation. However, this was not harmful for square and rectangular sections, because the width of the section remains the same and the stress values exceed the values observed in the concentric situation for a larger portion of the cross section. In some cases the strength gain was slightly higher in eccentricity situation. For the circular sections, the presence of eccentricity was detrimental because the width of the section decreases as it



Figure 9

FRP strains in the perimeter of columns midsections: comparison between numerical and experimental values by Carrazedo [17]. Series 3 and 4 (unit in ‰)



Axial compression stress distribution in columns confined with FRP obtained by numerical modeling (unit in MPa)



Figure 11

Axial compression stress in circular columns C20 and C22 (unit in MPa): (a) stress distribution; (b) stress gain throughout the indicated paths (a)



Axial compression stress in circular columns S20r3 and S20r3 (unit in MPa): (a) stress distribution; (b) stress gain throughout the indicated paths (a)



Figure 13

Axial compression stress in circular columns S20r1 and S22r1 (unit in MPa): (a) stress distribution; (b) stress gain throughout the indicated paths (a)



Axial compression stress in circular columns R2x3 and R2y2 (unit in MPa): (a) stress distribution; (b) stress gain throughout the indicated paths (a)



Figure 15

Influence of relative eccentricity in the stress gain in the columns of series 1 to 4



Influence of relative eccentricity in the strain gain in the columns of series 1 to 4

approaches the more compressed edge. This justifies the fact that for circular sections the strength gain was lower.

5. Acknowledgement

The authors thank the *Departamento de Estruturas* of *Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo* for the financial resources necessary to development of this research.

6. References

- American Concrete Intitute, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems." ACI 440 Detroit, Mich, 2008.
- [2] F. E. Richart, A. Brandtzaeg, and R. L. Brown, "A study of the failure of concrete under combined compressive stresses.," *Eng. Exp. Stn. Bull. No. 185, Univ. Illinois, Urbana, Ill.*, 1928.
- [3] L. Lam and J. G. Teng, "Design-oriented Stress-Strain Model for FRP-confined Concrete in Rectangular Columns," *J. Reinf. Plast. Compos.*, vol. 22, pp. 1149–1187, 2003.
- [4] I. a. E. M. Shehata, "Strength of short concrete columns

confined with CFRP sheets," *Mater. Struct.*, vol. 35, no. 245, pp. 50–58, 2001.

- [5] M. El Sayed and T. El Maaddawy, "Analytical model for prediction of load capacity of RC columns confined with CFRP under uniaxial and biaxial eccentric loading," *Mater. Struct.*, vol. 44, no. 1, pp. 299–311, Jun. 2010.
- [6] N. Nisticò, "R.C. square sections confined by FRP: A numerical procedure for predicting stress–strain relationships," *Compos. Part B Eng.*, vol. 59, pp. 238–247, Mar. 2014.
- [7] P. Rochette and P. Labossière, "Axial testing of rectangular column models confined with composites," *J. Compos. Constr.*, vol. 6, no. May 2011, pp. 129–136, 2000.
- [8] X. Yang, "Effect of Corner Radius on the Performance of Externally Bonded FRP Reinforcement," pp. 197–204, 2001.
- [9] R. Carrazedo and J. B. De Hanai, "Concrete Prisms and Cylinders Wrapped by FRP Loaded in Compression with Small Eccentricities," *J. Compos. Constr.*, vol. 21, no. 4, pp. 1–14, 2016.
- [10] M. N. Youssef, M. Q. Feng, and A. S. Mosallam, "Stress-strain model for concrete confined by FRP composites," *Compos. Part B Eng.*, vol. 38, no. 5–6, pp. 614–628, Jul. 2007.
- [11] A. Ilki, O. Peker, E. Karamuk, C. Demir, and N. Kumbasar, "FRP Retrofit of Low and Medium Strength Circular and

Rectangular Reinforced Concrete Columns," J. Mater. Civ. Eng., vol. 20, no. 2, p. 169, 2008.

- [12] H. Toutanji, M. Han, J. Gilbert, and S. Matthys, "Behavior of Large-Scale Rectangular Columns Confined with FRP Composites," no. FEBRUARY, pp. 62–71, 2010.
- [13] M. Maalej, S. Tanwongsval, and P. Paramasivam, "Modelling of rectangular RC columns strengthened with FRP," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 25, no. 2, pp. 263–276, 2003.
- [14] F. Micelli and R. Modarelli, "Experimental and analytical study on properties affecting the behaviour of FRPconfined concrete," *Compos. Part B Eng.*, vol. 45, no. 1, pp. 1420–1431, Feb. 2013.
- [15] K. H. Tan, T. Bhowmik, and T. Balendra, "Confinement model for FRP-bonded capsule-shaped concrete columns," *Eng. Struct.*, vol. 51, pp. 51–59, Jun. 2013.
- [16] A. de P. Machado, Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono, 1st ed. São Paulo - SP., 2002.
- [17] R. Carrazedo, "Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo- compressão.," Tese (Doutorado). Esc. Eng. São Carlos, Univ. São Paulo.Escola Eng. São Carlos, Univ. São Paulo, p. 242, 2005.
- [18] O. Chaallal, M. Shahawy, and M. Hassan, "Performance of Axially Loaded Short Rectangular Columns Strengthened with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Wrapping," *J. Compos. Constr.*, vol. 7, no. 3, p. 200, 2003.
- [19] M. Harajli, "Axial stress–strain relationship for FRP confined circular and rectangular concrete columns," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 28, no. 10, pp. 938–948, Nov. 2006.
- [20] R. Kumutha, R. Vaidyanathan, and M. S. Palanichamy, "Behaviour of reinforced concrete rectangular columns strengthened using GFRP," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 29, no. 8, pp. 609–615, Sep. 2007.
- [21] Y.-F. Wu and Y.-Y. Wei, "Effect of cross sectional aspect ratio on the strength of CFRP-confined rectangular concrete columns," *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 1, pp. 32–45, Jan. 2010.
- [22] Z. Yan and C. P. Pantelides, "Concrete column shape modification with FRP shells and expansive cement concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 25, no. 1, pp. 396–405, Jan. 2010.
- [23] T. Ozbakkaloglu, "Concrete-Filled FRP Tubes : Manufacture and Testing of New Forms Designed for Improved Performance," J. Compos. Constr., no. April, pp. 280–291, 2013.
- [24] Fédération Internationale du Béton, "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures." Bulletin No. 14, Technical Rep., Lausanne, Switzerland., 2001.
- [25] S. Rocca, N. Galati, and A. Nanni, "Review of Design Guidelines for FRP Confinement of Reinforced Concrete Columns of Noncircular Cross Sections," vol. 12, no. 1, pp. 80–92, 2008.
- [26] "ABAQUS Theory Manual." DASSAULT SYSTÉMES, Providence USA, 2012.
- [27] J. Lubliner, J. Oliver, S. OLLer, and E. Õnate, "A PLASTIC-DAMAGE MODEL FOR CONCRETE," Int. J. Solids Struct., vol. 25, no. 3, pp. 299–326, 1989.
- [28] J. H. Lee and G. L. Fenves, "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures," *J. Eng. Mech.*, vol. 124, no. 8, pp. 892–900, 1998.
- [29] T. Ozbakkaloglu, A. Gholampour, and J. C. Lim, "Damage-

Plasticity Model for FRP-Confined Normal-Strength and High-Strength Concrete," *J. Compos. Constr.*, pp. 1–13, 2016.

- [30] T. H. Wee, M. S. Chin, and M. A. Mansur, "Stress-Strain Relationship of High-Strength Fiber Concrete in Compression," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 11, no. 1, pp. 21–29, 1996.
- [31] CEB-FIP, "COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP: Model code 1990. Bulletin D'Information, Paris, n. 203-205." 1993.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Numerical modeling of circular, square and rectangular concrete columns wrapped with FRP under concentric and eccentric load

Modelagem de pilares de concreto com seção circular, quadrada e retangular reforçados com PRF e solicitados por força centrada e excêntrica





D. S. OLIVEIRA ^a diogooliveira@ufv.br https://orcid.org/0000-0002-4771-8971

R. CARRAZEDO b carrazedo@sc.usp.br https://orcid.org/0000-0002-9830-7777

Abstract

In this paper, the finite element method was used for the numerical modeling of columns with square, rectangular and circular cross sections wrapped with FRP. The numerical modeling was successfully calibrated with the experimental data considering axial load, axial strain and transverse strain. The distribution of compressive stresses in the cross section of the column indicates that for centered load, circular cross sections have uniform distribution and for square and rectangular sections the effective confined concrete was defined by parabolas and concentrates next to the rounded corners. For eccentric load, the effective confined region moves to the most confined edge, thus, this does not reduce the gain for square and rectangular columns, but is unfavorable for circular columns.

Keywords: strengthening of columns, fiber reinforced polymers, concrete confinement.

Resumo

Neste artigo é apresentada a modelagem numérica em elementos finitos de pilares com seções transversais circular, quadrada e retangular solicitados por força centrada e excêntrica, reforçados com PRF. O modelo numérico foi calibrado com os resultados experimentais e indicou boa compatibilidade de forças axiais, deformações axiais e deformações transversais. Foi demonstrada a distribuição das tensões de compressão na seção transversal do pilar, indicando que no caso de solicitação por força centrada as seções transversais circulares apresentam distribuição uniforme e os pilares com seção quadrada e retangular a região de concreto confinado fica limitada por parábolas e se concentram junto aos cantos arredondados. Para o caso de força excêntrica, a região efetivamente confinada se desloca junto à borda mais comprimida, sendo que isso não reduz o ganho de resistência para seções quadradas e retangulares, mas reduz a eficiência do reforço em seções circulares.

Palavras-chave: reforço de pilares, polímeros reforçados com fibras, confinamento do concreto.

Received: 17 Aug 2017 • Accepted: 11 Jan 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

Universidade Federal de Viçosa, Departamento de Engenharia Civil, Viçosa, MG, Brasil;
 Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil

1. Introdução

Os Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) são materiais compostos por fibras unidas por uma matriz polimérica e surgiram como uma alternativa aos materiais convencionais para o reforço e reabilitação de estruturas. O PRF é um material leve, não corrosivo e possui alta resistência à tração. Na forma de um laminado, o PRF pode ser usado para envolver externamente a estrutura e promover o reforço. As fibras e as resinas são materiais caros se comparadas com os materiais tradicionais, no entanto, possibilitam o reforço da estrutura em tempo relativamente menor e envolvem um menor grau de intervenção na estrutura. Além disso, é possível aplica-los em locais de difícil acesso (ACI 440.2R-08 [1]). Para o reforço de pilares, o PRF é utilizado para encamisar o pilar e promover reforço pelo mecanismo de confinamento lateral. Richart et al. [2] afirma que esse mecanismo é mais eficiente para pilares de seção transversal circular, pois essa a pressão lateral de confinamento é transferida ao concreto de maneira uniforme por meio do efeito de membrana. Complementando o conceito, Lam e Teng [3] indicam que pilares com seções transversais diferentes da circular a distribuição das pressões laterais de confinamento não é uniforme, reduzindo o efeito de confinamento no concreto. Para seções quadradas e retangulares, a seção transversal não fica inteiramente confinada, pois a pressão lateral é desenvolvida apenas junto aos cantos arredondados da seção, onde também se desenvolve o efeito de membrana (Shehata [4]). Como o laminado PRF não possui rigidez à flexão, nos trechos retos da seção não é desenvolvido o efeito de membrana e, portanto, o concreto não fica confinado. Para uma seção transversal retangular, quanto maior a relação entre os lados, menor é a efetividade do confinamento do concreto na seção. Além disso, a eficiência do confinamento com PRF também é influenciada pela excentricidade da força, com efeito acoplado ao nível de confinamento, formato da seção transversal e nível de excentricidade (Maaddawy [5]).

1.1 Objetivo

Esta pesquisa teve como escopo demonstrar, por meio da modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos, a configuração da distribuição das tensões de axiais de compressão em pilares com diferentes seções transversais confinadas por PRF, solicitadas por força centrada e excêntrica, com o objetivo de identificar a relação dessas distribuições com a eficiência do reforço com PRF.

1.2 Reforço de pilares com PRF mobilizando confinamento

Nas últimas décadas, diversas pesquisas demonstraram os principais fatores que influenciam no comportamento estrutural de pilares reforçados com PRF utilizando o mecanismo de confinamento, dentre os quais são aqui destacados o raio de arredondamento dos cantos, a excentricidade da força e o formato da seção transversal dos pilares.

Em relação ao raio de arredondamento dos cantos da seção, quanto maior a proporção entre o raio e o lado da seção transversal, maior a eficiência de confinamento (Nisticò [6]) e, fixando o tamanho do lado da seção e um número constante de camadas de PRF, o aumento do raio melhora a capacidade de deformação do PRF (Rochette e Labossière [7] e Yang [8]).

Em relação ao formato da seção transversal, Shehata [4], Carrazedo [9], Youssef et al.[10]a stress-strain model for concrete confined by fiber reinforced polymer (FRP, Ilki et al. [11]68 reinforced concrete columns were tested under uniaxial compression after being jacketed externally with carbon fiber-reinforced polymer (CFRP, Toutanji et al. [12], Maalej et al. [13], Micelli e Modarelli [14] e Tan et al. [15] constataram que pilares circulares possuem maior efetividade de confinamento, em seguida vem os pilares de seção quadrada e por último os de seção retangular. Nas seções circulares, o efeito de membrana se forma ao longo de todo o perímetro da seção, possibilitando uma distribuição uniforme de pressão lateral de confinamento. Em seções diferentes da circular, a pequena rigidez à flexão da camisa de PRF permite grandes reduções da pressão lateral em trechos retos. Isto é compreensível, pois ao se considerar apenas a rigidez de membrana da camisa é necessária uma curvatura da camisa para que esta contraponha carregamentos transversais a seu plano médio. Machado [16] e Carrazedo [17] comentam que seções circulares e quadradas possuem um confinamento com segundo trecho ascendente, enquanto para seções retangulares esse segundo trecho se torna descendente, como ilustrado na Figura 1.

No caso de pilares com seção transversal retangular, ensaios experimentais feitos por Chaallal [18], Harajli [19], Ilki et al. [11]68 reinforced concrete columns were tested under uniaxial compression after being jacketed externally with carbon fiber-reinforced polymer (CFRP, Kumutha et al. [20], Wu e Wei [21], Yan e Pantelides [22], Ozbakkaloglu [23] e Tan et al. [15] demostraram que quanto maior a relação entre os lados da seção, menor o aumento da resistência axial do pilar promovido pelo encamisamento com PRF. Por conta dos grandes lados retos da seção, mesmo ocorrendo deformação lateral, esta não é capaz de mobilizar um confinamento passivo considerável. Wu e Wei [21] chegaram a afirmar que para uma relação entre os lados maior que dois, o aumento da resistência axial do pilar é insignificante. No entanto, é comum



Figura 1

Eficiência do confinamento com PRF em função do formato da seção de pilares ensaiados por Carrazedo [17] a existência de pilares com relação entre lados maior que dois nos edifícios de concreto armado.

Para seções retangulares, a Fib [24] considera que a região de concreto é limitada por parábolas que se iniciam a 45°, como indicado na Figura 2a. Seguindo esse conceito, Tan et al. [15] indicam que essas parábolas se toquem quando a relação entre os lados supera um valor crítico denominado de α_{cr} = h/b, que varia de 2, para r = 0, até 3, para r = b/2. Acima desses valores as parábolas se cruzam, como mostrado na Figura 2b. Contrário a esse conceito, o ACI 440.2R-08 [1] indica que as parábolas se iniciam com inclinação paralela à diagonal da seção (Figura 2c). Desse modo, independente da relação entre os lados da seção, as parábolas nunca se tocariam, como sugere Harajli [19] na Figura 2d. Dada essa disparidade de conceitos, entende-se que a modelagem numérica poderá demonstrar com clareza a configuração da região efetivamente confinada.

Em relação à excentricidade da força, Carrazedo [9] observou em pilares com seções transversais circulares que o ganho fornecido pelo confinamento é menor na presença de excentricidade se comparado ao ganho obtido para a situação de força centrada. Para seções quadradas e retangulares a excentricidade não foi tão prejudicial como em seções circulares, sendo que para alguns casos o ganho na situação de excentricidade foi maior que na situação de força centrada.

Maaddawy [5] observou em seus ensaios que os aumentos de força e ductilidade foram muito afetados pela variação da geometria da seção transversal sob carga concêntrica e que os respectivos ganhos foram menores sob pequenas excentricidades. Afirmou que, para ser possível observar relação entre a excentricidade e o formato da seção transversal, as excentricidades devem ser muito grandes ou o nível de confinamento deve ser baixo, ressaltando a necessidade de maiores estudos na área.

Ressalta-se, também, que o único modelo analítico disponível em norma para o dimensionamento de pilares quadrados e retangulares solicitados por força excêntrica é o proposto por Rocca et al. [25] e adotado pelo ACI 440.2R-08 [1]. No entanto, esse modelo não considera configuração diferente para a região de concreto efetivamente confinado em seções de pilares quadrados e retangulares solicitados por força excêntrica, adotando para isso a mesma distribuição de tensões considerada para a situação de força centrada. Ressalta-se também, a inexistência de modelos em normas para o dimensionamento de pilares de seção circular sob força excêntrica. Essas constatações conduzem à necessidade de maiores investigações a respeito da distribuição das tensões axiais de compressão em seções de pilares reforçados com PRF, e uma das melhores maneiras de se fazer isso é utilizando a modelagem numérica.

2. Modelo constitutivo para o concreto sob confinamento passivo

2.1 Modelo de plasticidade do concreto

Grande parte dos estudos voltados para o reforço de pilares com PRF tem sido de caráter experimental. Isso é justificado pela dificuldade em representar numericamente o confinamento passivo do concreto, que tem por princípio básico a expansão transversal do concreto para deformações no regime plástico. Recentemente foi desenvolvido o modelo constitutivo denominado Concrete Damaged Plasticity (CDP) disponível no software ABAQUS [26]. Esse modelo de dano acoplado à plasticidade utiliza a função de plastificação proposta por Lubliner [27] e as modificações propostas por Lee e Fenves [28]. No presente trabalho não foram utilizados os recursos de dano do modelo, apenas os critérios de plasticidade para representar o comportamento do concreto. Os principais parâmetros que definem o funcionamento do modelo são: superfície de plastificação, potencial plástico e a lei de encruamento. Além desses dados foi necessário definir a curva do concreto para tensões compressão e o comportamento sob tensões de tração.

2.2 Superfície de plastificação

A função que define a superfície de plastificação do CDP é a seguinte:

$$F(\overline{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1 - \alpha} \Big(q - 3\alpha p + \beta \big(\tilde{\varepsilon}^{pl} \big) (\widehat{\sigma}_{max}) - \gamma (-\widehat{\sigma}_{max}) - \overline{\sigma}_c \big(\tilde{\varepsilon}^{pl} \big) \Big)$$
(1)

Sendo:

p – tensão hidrostática efetiva;

q - tensão de Mises equivalente;

 $\overline{\sigma}$ – o tensor de tensões efetivas;

 $\hat{\sigma}_{max}$ – vetor de autovalores do tensor (σ);

 $\tilde{\epsilon}^{pl}$ – vetor de deformações plásticas equivalentes.

A função $\beta(\tilde{\epsilon}^{pl})$ é dada por:

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\overline{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}_c)}{\overline{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}^{pl}_t)} (1-\alpha) - (1+\alpha)$$
⁽²⁾



Figura 2

Tipos de configuração da região efetivamente confinada: (a) sugerido pela Fib [24]; (b) sugerido por Tan et al. [15]; (c) indicado no ACI 440.2R-08 [1] e (d) sugerido por Harajli [19] em que $\overline{\sigma}_c \in \overline{\sigma}_t$ são as tensões efetivas de tração e compressão efetivas e $\tilde{\varepsilon}_c^{pl} \in \tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ são vetores referentes às deformações plásticas na compressão e na tração, respectivamente.

O coeficiente α é determinado a partir das tensões iniciais de compressão no estado biaxial e uniaxial ($\sigma_{b0} e \sigma_{c0}$, respectivamente), fornecendo a seguinte equação:

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$$
(3)

De acordo com Lubliner et al. [27], para o concreto a relação σ_{b0}/σ_{c0} varia de 1 a 1,16. O coeficiente γ é determinado pela comparação entre o meridiano de compressão e o meridiano de tração. Isso fornece a seguinte equação:

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}$$
(4)

sendo que o coeficiente K_c é dado pela relação entre as tensões de Mises no meridiano de tração e pelas tensões de Mises no meridiano de compressão:

$$K_c = \frac{q_{MT}}{q_{MC}} \tag{5}$$

Esse coeficiente pode variar de 0,5 a 1, mas para o concreto é adotado como sendo 2/3 (Lubliner et al. [27]). Na Figura 3 é mostrada seção transversal para a superfície de plastificação do modelo no plano de Nadai.

2.3 Potencial plástico

O potencial de plastificação assume um fluxo não associativo, no qual é utilizada a função hiperbólica de Drucker-Praguer, conforme segue:

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + q^2} - p \tan \psi$$
(6)

Sendo:

 $\sigma_{_{t0}}$ – tensão de tração no estado uniaxial;

 \in – excentricidade que define a taxa em que a função hiperbólica se aproxima de uma reta assintótica, ou seja, a forma da curva do potencial plástico nos meridianos tenda a ser uma reta quando a excentricidade tende a zero. Para o concreto o valor usual é adotado igual a 0,1;

 ψ – ângulo de dilatação medido no plano meridional para grandes valores de tensão de confinamento. Para o concreto, os valores típicos variam de 36º a 56º (Lubliner et al. [27]).

No Concrete Damage Plasticity a capacidade de expansão transversal do concreto, ao sofrer deformações de compressão, é governada pelo ângulo de dilatação ψ , sendo esse comportamento essencial para representar o confinamento passivo do concreto. Em termos práticos, se forem fixadas a pressão lateral de confinamento para o concreto e a curva do concreto não confinado, quanto maior for o ângulo de dilatação, maior será o encruamento do concreto e maior será a deformação lateral do mesmo. Em resumo, para se obter um nível de encruamento do concreto a solução envolve a definição de um ângulo de dilatação e de uma curva do concreto adequada. Essa solução pode ser definida considerando o nível de deformação transversal desejado. No caso do confinamento do concreto em pilares pode-se considerar como valores de referência para calibração as deformações de tração obtidas na camisa de PRF.

Ozbakkaloglu et al. [29] observaram que o ângulo de dilatação varia, sendo que quanto maior a pressão lateral, menor é o ângulo de dilatação, considerando também que esse ângulo tende a diminuir conforme se aumenta as deformações plásticas. Os autores propuseram um modelo numérico que considera essa variação. No entanto, esse modelo considerara apenas corpos-de-prova de seção transversal circular confinados com PRF, sujeitos a uma pressão lateral uniforme. Para a situação de pilares com seção retangular, em que o confinamento não é uniforme, cada região está sujeita a uma pressão confinante diferente e a um nível de deformação plástica diferente, sendo necessária uma grande investigação numérica capaz de considerar essas diversas situações. Apesar de se considerar o estudo de Ozbakkaloglu et al. [29], entende-se que é possível obter resultados satisfatórios utilizando um valor fixo para o ângulo de dilatação, conforme adota o CDP, obtido por meio da calibração com as curvas de ensaios experimentais, como será apresentado nos itens subsequentes.

2.4 Lei de encruamento

A lei de encruamento que rege o CDP é definida pelo vetor de deformações plásticas:

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix} \hat{h} (\hat{\sigma}_{máx}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \cdot \hat{\varepsilon}^{pl}$$
⁽⁷⁾

sendo:

 $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ – vetor que representa as deformações plásticas equivalentes na tração;

 $\tilde{\varepsilon}_{c}^{pl}$ – vetor que representa as deformações plásticas equivalentes na compressão;



Figura 3

Seção transversal da superfície de plastificação no plano de Nadai, sendo -S1, -S2 e -S3 as tensões de compressão nas três direções principais (ABAQUS [26])

Tabela 1

Valor de G_{f0} (CEB-FIB [31])

| Diâmetro do agregado graúdo (mm) | G _{fo} (MPa.mm) |
|-------------------------------------|-----------------------------|
| 8 | 0,025 |
| 16 | 0,030 |
| 32 | 0,058 |

 \hat{h} – vetor de define a direção do vetor de encruamento;

 $\hat{\epsilon}^{pl}$ – o vetor de autovalores do tensor de deformações plásticas. Como dado de entrada do modelo, é necessário fornecer as curvas de tensão de compressão versus deformações plásticas do concreto para o estado uniaxial. Sendo que para o comportamento na tração é possível, de modo alternativo, fornecer apenas a resistência à tração e a energia de fratura na tração.

2.5 Curva do concreto na compressão

Para a curva do concreto na compressão foi utilizada a formulação fornecida por Wee et al. [30], pois essa curva é capaz de repre-

Tabela 2

Série de pilares ensaiados por de Carrazedo [17]

sentar todo o comportamento pós-pico do concreto, cuja equação está indicada a seguir:

$$\sigma_{c} = \left[\frac{k_{1} \beta_{0} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}}\right)}{k_{1} \beta_{0} - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c}}\right)^{k_{2} \beta_{0}}} \right]$$
(8)

Sendo:

$$k_1 = \left(\frac{50}{f_c}\right)^3$$
 e $k_1 = \left(\frac{50}{f_c}\right)^{1,3}$ (9) (10)

$$\varepsilon_c = 0.00078 f_c^{(1/4)}$$
 (11)

$$\beta_0 = \frac{1}{1 - \frac{f_c}{\varepsilon_c E_c}} \tag{12}$$

Em que:

E_c – módulo de elasticidade tangente inicial do concreto;

ε – deformação do concreto;

ε_c – deformação de pico do concreto;

f_c - resistência à compressão do concreto não confinado. Para concretos com resistência abaixo de 50MPa, considera-se $k_1 = 1 e k_2 = 1.$

| Série 1 – Seção quadrada | | | Excentricido | ide inicial (mi | m) | | |
|-----------------------------------|--------|-----------------------------|----------------|------------------|------------|--|--|
| (150 mm x 150 mm) r = 10 mm | | 0 | | 10 | 20 | | |
| | 0 | S00r1 | 9 | 601r1 | S02r1 | | |
| Camadas de PRF | 1 | S10r1 | S | 511r1 | S12r1 | | |
| | 2 | S20r1 | S | S21r1 | S22r1 | | |
| Série 2 – Seção quadrada | | | Excentricido | ide inicial (mi | m) | | |
| (150 mm x 150 mm) r = 30 mm | | 0 | | 10 | 20 | | |
| | 0 | S00r3 | S | 601r3 | S02r3 | | |
| Camadas de PRF | 1 | S10r3 | S1 S1 | 1r3-a 1r3-b | - | | |
| | 2 | S20r3 | 9 | S21r3 | S22r3 | | |
| Série 3 – Seção retangular | | Excentricidade inicial (mm) | | | | | |
| (150 mm x 225 mm) r = 30 mm | | | У | ≜ ►x | | | |
| | | 0 | х | = 30 | y = 20 | | |
| Camadas de PRF | 0 | ROO | I | ROx3 | R0y2 | | |
| | 2 | R20 | I | R2y2 | | | |
| Série 4 - Seção circular | | | Excentricido | ide inicial (mi | m) | | |
| (D = 150 mm) | | 0 | | | 20 | | |
| | 0 | C00 | | | C02 | | |
| Camadas de PRF | 1 | C10 | | | C12 | | |
| | 2 | C20 | | | C22 | | |
| Serie 5 - Seção quadrada | | Excentricido | de inicial (mr | n) / Raio dos co | antos (mm) | | |
| (150 mm x 150 mm) r = 10 or 30 mm | 0 / 10 | 0 / 30 | 20 / 10 | 20 / 30 | 20 / 30 | | |
| | 0 | X00 | - | X02 | - | | |
| Camadas de PRF | 1 | X10r1 | X10r3 | X12r1 | X12r3 | | |

Nomenclatura dos pilares:

Primeira letra: geometria da seção transversal (S = quadrado, R = retangular, C = circular); Primeiro número: número de camadas de PRF aplicadas;

Segundo número: excentricidade inicial de carregamento (cm), sendo que para colunas retangulares; A excentricidade é precedida pela direção (x ou y); Terceiro número: (após r): arredondamento do raio dos cantos (cm).



ESQUEMA DE ENSAIO

MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Figura 4

Malha de elementos finitos típica utilizada na modelagem dos pilares

2.6 Comportamento do concreto na tração

A energia de fratura foi calculada pela equação do CEB-FIB [31] conforme apresentado a seguir:

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0.7}$$
(13)

Sendo:

Tabela 3

 ${\rm G}_{_{f0}}$ valor da energia de fratura que varia com o diâmetro máximo do agregado graúdo (ver Tabela 1);

 f_{cm} – resistência média à compressão do concreto; f_{cm0} – igual a 10MPa.

2.7 Comportamento do PRF

Como o PRF possui um comportamento elástico até a ruptura, foi utilizado um modelo elástico do tipo Lâmina disponível no software ABAQUS [26]. Esse modelo é utilizado para materiais ortotrópicos no qual se definem o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson para cada uma das três direções. Como o tecido é unidirecional, foram considerados apenas os valores na direção das fibras.

3. Modelagem dos pilares reforçados com PRF

Para o estudo em questão foram modelados em elementos finitos os pilares ensaiados por Carrazedo [17] que analisou 36 diferentes pilares curtos, dentre eles variando a seção transversal em quadrada, circular e retangular; a resistência do concreto; o raio

Propriedades do concreto utilizadas na modelagem

Figura 5

Curva de tensão de compressão versus deformação obtidas para os dos concretos utilizados na modelagem dos pilares

| Parâmetro | Descrição | Séries 1 a 4 | Seérie 5 |
|---------------------------|--|--------------|----------|
| f _c (MPa) | Resistência à compressão (obtida no ensaio experimental) | 36,1 | 26,4 |
| ft (MPa) | Resistência à tração | 3,33 | 2,92 |
| ε | Deformação de pico na compressão | 0,0030 | 0,0028 |
| E _c (MPa) | Módulo de elasticidade (obtido no ensaio experimental) | 28550 | 26000 |
| ψ (Graus) | Ângulo de dilatação | 47° | 56° |
| e | Excentricidade do potencial de fluxo | 0,1 | 0,1 |
| σ_{b0}/σ_{c0} | Relação de tensão compressão biaxial/uniaxial | 1,16 | 1,16 |
| G _f (N/mm) | Energia de fratura | 0,139 | 0,132 |

de arredondamento dos cantos, o número de camadas de PRF e a excentricidade da força de compressão. O resumo com as características de cada um dos pilares está indicado na Tabela 2.

3.1 Malha de elementos finitos

O concreto foi representado pelo elemento finito sólido tridimensional



C3D20R, disponível no ABAQUS[26], que possui interpolação quadrática para os deslocamentos com vinte nós, três graus de liberdade por nó e de integração reduzida. Para representar a membrana de PRF foi utilizado o elemento de casca tridimensional S8R com oito nós, seis graus de liberdade por nó e integração reduzida. Interação total entre o concreto e o PRF foi considerada pelo comando

Tabela 4

Propriedades do tecido de fibra de carbono consideradas na modelagem do PRF

| Parâmetro | Descrição | Valor | | |
|----------------------|---|------------------------|--|--|
| f _f (MPa) | Resistência à tração da fibra | 2757 | | |
| E _f (MPa) | Modulo de elasticidade da fibra | 218950 | | |
| ε _{fu} | Deformação última de tração da fibra | 1,3 x 10 ⁻³ | | |
| † (mm) | Espessura equivalente do tecido da fibra | 0,17 | | |

-1400 Numérico -1200 Experimental -1000 Força (kN) S20r1 S21r1 -800 S22r1 -600 S10r1 S00r1 S11r1 -400 S01r1 S12r1 S02r1 -200 0 -1400 -1200 S20r3 S21r3 -1000 Força (kN) S22r3 -800 S10r3 S00r3 -600 S11r3 -400 S01r3 S02r3 -200 0 -1400 -1200 R20 -1000 Força (kN) R00 R2x3 R2y2 -800 R0x3 -600 R0y2 -400 -200 0 0 -1 -2 -3 -4 -5 0 -1 -2 -3 -4 -5 0 -1 -2 -3 -4 -5 Delocamento (mm) Delocamento(mm) Delocamento(mm) -1600 C20 -1400 (kN) -1200 Força (I -1000 C10 -800 -600 C12 -400 C00 -200 C02 0 0 -1 -3 -4 -5 -6 -7 -8 0 -1 -2 -3 -4 -5 -6 -7 -8 -2 Deslocamento (mm) Deslocamento (mm)

Figura 6

Comparação entre curvas de força versus deslocamento obtidas na modelagem numérica em relação às obtidas nos ensaios experimentais por Carrazedo [17], para pilares das séries de 1 a 4

denominado "TIE" para considerar o PRF totalmente fixado ao concreto. Os pilares possuem 400 mm de comprimento, no entanto, a apenas uma fatia de 10 mm do pilar foi modelada (ver Figura 4). Na extremidade do pilar, o sistema de apoio rotulado foi representado pelo acoplamento cinemático da seção de extremidade com um ponto de referência. Essa restrição possibilita a seção girar em relação ao ponto de referência, permanecendo plana. Tanto para o concreto quanto para o PRF, a malha de elementos finitos foi gerada utilizando o recurso do *automatic mapped mesh*, de modo que a maior dimensão dos elementos não ultrapassasse 7 mm.

A aplicação do carregamento foi aplicada por meio de passos de deslocamento determinados de modo automático pelo programa ABAQUS[26], porém com passo mínimo de 1,10⁻⁵ e máximo de 2,10⁻² até atingir o deslocamento final de 0,2 mm. Para se obter o deslocamento total do pilar, o deslocamento axial obtido na modelagem foi multiplicado em 40 vezes, que é a relação entre o comprimento do trecho modelado e o comprimento do pilar ensaiado. Para convergência do modelo foi utilizado o Método de Newton Modificado e os critérios de convergência foram mantidos como padrão do ABAQUS[26].

3.2 Propriedades dos materiais

As propriedades do concreto obtidas experimentalmente por Carrazedo [17] estão contidas na Tabela 3. Os demais parâmetros utilizados na modelagem numérica também estão indicados na mesma tabela. Para $\epsilon e \sigma_{_{b0}} / \sigma_{_{c0}}$ foram considerados os valores padrão fornecidos pelo ABAQUS (2012), pois não foi verificada influência deles no tipo de análise realizado. G_f foi calculado com pela equação do CEB-FIP [31], conforme equação 13.

Por meio de várias análises percebeu-se que o parâmetro que mais influenciou no comportamento do modelo numérico foi o ângulo de dilatação, por estar relacionado com a expansão lateral do concreto. Para o concreto analisado foram testados vários valores tomando como referência de calibração as curvas de força versus deslocamento dos pilares e a deformação de tração transversal na camisa de PRF, que está associada à expansão lateral do concreto. Os valores que forneceram a melhor calibração foram iguais a 47° para o concreto de $f_c = 36,1$ MPa e 56° para o concreto de $f_c = 26,1$ MPa.

Na Figura 5 são mostradas as curvas utilizadas de tensão de compressão versus deformação para os concretos obtidas a partir da equação de Wee et al. [30].

A modelagem do PRF foi feita considerando apenas as propriedades do tecido de fibra de carbono, desprezando as propriedades da resina epóxi. Foi utilizado um modelo de lâmina no qual foram inseridas as propriedades do tecido apenas na direção das fibras. O comportamento da fibra foi considerado linear elástico até a ruptura, que foi convencionada quando se atinge a deformação limite da fibra. Na Tabela 4 são apresentadas as propriedades da fibra obtida no ensaio de caracterização realizado por Carrazedo [17].

4. Resultados e análises

Nas Figuras 6 e 7 são apresentadas as curvas de força versus deslocamento dos pilares modelados em comparação com as obtidas por Carrazedo [17] a partir das quais é possível destacar boa correlação entre as curvas experimentais e numéricas, sendo que o modelo numérico foi capaz de identificar aspecto de forma muito semelhante, identificando os acréscimos de tensões de deformações e representando o segundo trecho ascendente ou descendente de cada situação. Na Tabela 5 são apresentados os valores de força e deslocamento de pico ($\mathsf{F}_{_{cc}}$ e $\delta_{_{cc}},$ respectivamente) e últimos (F_u e δ_u , respectivamente). As razões médias entre valores experimentais e numéricos foram de 1,03 para força de pico e de 1,09 para deslocamento de pico. Na situação de ruptura essas razões foram de 1,05 para força última e 1,28 deslocamento último. Além disso, na Tabela 5 também são apresentados os desvios em torno da média para cada uma dessas comparações, indicando boa aproximação dos valores numéricos com os experimentais.

Nas Figuras 8 e 9 são mostradas as deformações obtidas por meio da modelagem numérica ao longo do perímetro das seções intermediárias dos pilares, sendo as respectivas deformações comparadas com as medidas por Carrazedo [17] na situação de ruptura. É possível observar a boa correlação obtida para as deformações ao longo do perímetro do pilar, demonstrando capacidade do modelo



Figura 7

Comparação entre curvas de força *versus* deslocamento obtidos na modelagem numérica em relação às obtidas nos ensaios experimentais por Carrazedo [17] para pilares das série 5

numérico em representar a expansão transversal do concreto de maneira satisfatória, no que se refere ao ângulo de dilatação, para situação de confinamento passivo, tanto para a situação de carregamento centrado quanto para a situação de carregamento excêntrico. Além disso, observa-se que para o caso de carregamento excêntrico, as deformações no PRF foram maiores no perímetro junto à região mais comprimida da seção.

Na Figura 10 são mostradas as tensões de compressão nas seções intermediárias de alguns dos pilares solicitados por força centrada, sendo possível verificar que nos pilares de seção transversal quadrada pode-se considerar tanto a configuração indicada na Fib [24] quando no ACI 440.2R-08 [1], pois as duas se adequam de modo razoável à configuração observada. No entanto, para a seção transversal retangular, fica clara a sobreposição das parábolas que delimitam a região de concreto confinado, definindo a configuração proposta por Tan et al. [15] como a mais adequada. Comparando os pilares quadrados com raio de arredondamento dos cantos de 1,5 cm e de 3 cm, observa-se que nos pilares de raio maior foram obtidas maiores tensões de compressão e consequentemente, maior ganho de resistência (ver Tabela 5). Observa-se que junto aos lados retos da seção transversal praticamente não houve acréscimo de tensão, sendo esse observado apenas junto aos

Tabela 5

Comparação entre forças e deslocamentos medidos nos ensaios experimentais de Carrazedo [17] e na modelagem numérica

| Pilar | F _{cc,exp} (kN) | F _{cc,exp} F _{c0,exp} | F _{cc,num} (kN) | F _{cc,num} F _{cc,exp} | δ _{cc,exp} (mm) | δ _{cc,num} (mm) | $\frac{\delta_{cc,num}}{\delta_{cc,exp}}$ | F _{u,exp} (kN) | F _{u,num} (kN) | F _{u,num} F _{u,exp} | δ _{u,exp} (mm) | δ _{u,num} (mm) | δ _{u,num} δ _{u,exp} |
|-------|-----------------------------|--|-----------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|---|----------------------------|----------------------------|--|----------------------------|----------------------------|--|
| SOOr1 | 815 | - | 808 | 0,99 | 1,15 | 1,26 | 0,91 | - | - | - | - | - | - |
| S10r1 | 872 | 1,07 | 872 | 1,00 | 1,34 | 1,58 | 0,92 | 678 | 645 | 0,95 | 3,32 | 5,22 | 1,57 |
| S20r1 | 883 | 1,08 | 932 | 1,06 | 1,76 | 1,8 | 0,92 | 842 | 785 | 0,93 | 3,25 | 4,92 | 1,51 |
| S01r1 | 709 | - | 652 | 0,92 | 0,76 | 1,26 | 1,19 | - | - | - | - | - | - |
| S11r1 | 785 | 1,11 | 784 | 1,00 | 1,13 | 1,26 | 1,04 | 272 | 601 | 2,21 | 4,76 | 3,6 | 0,76 |
| S21r1 | 816 | 1,15 | 821 | 1,01 | 1,3 | 1,62 | 1,13 | 733 | 722 | 0,98 | 4,53 | 3,39 | 0,75 |
| S02r1 | 578 | - | 575 | 0,99 | 0,68 | 1,08 | 1,30 | - | - | - | - | - | - |
| S12r1 | 650 | 1,13 | 653 | 1,00 | 1,06 | 1,44 | 1,04 | 488 | 497 | 1,02 | 1,9 | 4,14 | 2,18 |
| S22r1 | 722 | 1,25 | 724 | 1,00 | 1,23 | 1,80 | 1,24 | 641 | 605 | 0,94 | 2,37 | 3,5 | 1,48 |
| SOOr3 | 730 | - | 784 | 1,07 | 1,01 | 1,44 | 1,12 | - | - | - | - | - | - |
| S10r3 | 846 | 1,16 | 864 | 1,02 | 3,27 | 1,62 | 0,48 | 840 | 746 | 0,89 | 3,56 | 4,86 | 1,37 |
| S02r3 | 1049 | 1,44 | 1028 | 0,98 | 5,23 | 5,4 | 0,99 | 1047 | 1028 | 0,98 | 5,44 | 5,40 | 0,99 |
| S01r3 | 573 | - | 632 | 1,10 | 1,03 | 1,08 | 1,05 | - | - | - | - | - | - |
| S11r3 | 716 | 1,25 | 727 | 1,02 | 1,81 | 1,44 | 0,62 | 722 | 684 | 0,95 | 2,1 | 3,24 | 1,54 |
| S11r3 | 742 | 1,29 | 749 | 1,01 | 1,94 | 1,44 | 0,67 | 742 | 684 | 0,92 | 2,15 | 3,24 | 1,51 |
| S21r3 | 929 | 1,62 | 932 | 1,00 | 3,30 | 3,96 | 1,13 | 929 | 898 | 0,97 | 3,5 | 3,96 | 1,13 |
| S02r3 | 552 | - | 557 | 1,01 | 0,68 | 1,08 | 1,26 | - | - | - | - | - | - |
| S22r3 | 745 | 1,35 | 753 | 1,01 | 3,02 | 4,14 | 1,32 | 745 | 764 | 1,03 | 3,14 | 4,14 | 1,32 |
| R0r3 | 1019 | - | 1191 | 1,17 | 1,06 | 1,26 | 0,80 | - | - | - | - | - | - |
| R2r3 | 1331 | 1,31 | 1370 | 1,03 | 1,69 | 1,85 | 0,88 | 1120 | 1285 | 1,15 | 3,90 | 5,34 | 1,37 |
| R0x3 | 646 | - | 846 | 1,31 | 0,68 | 1,08 | 1,32 | - | - | - | - | - | - |
| R2x3 | 972 | 1,50 | 1063 | 1,09 | 1,42 | 3,85 | 1,4 | 1060 | 1023 | 0,96 | 1,54 | 3,85 | 2,50 |
| R0y2 | 756 | - | 846 | 1,12 | 0,68 | 1,08 | 1,37 | - | - | - | - | - | - |
| R2y2 | 1020 | 1,35 | 1019 | 1,00 | 1,42 | 1,98 | 1,62 | 661 | 997 | 1,51 | 3,27 | 1,98 | 0,61 |
| C00 | 682 | - | 636 | 0,93 | 1,02 | 1,26 | 1,21 | - | - | - | - | - | - |
| C10 | 1013 | 1,49 | 863 | 0,85 | 4,14 | 5,04 | 1,24 | 1000 | 863 | 0,86 | 4,08 | 5,04 | 1,24 |
| C20 | 1562 | 2,29 | 1431 | 0,92 | 8,00 | 5,76 | 0,72 | 1560 | 1431 | 0,92 | 8,00 | 5,76 | 0,72 |
| C02 | 469 | - | 470 | 1,00 | 0,72 | 1,08 | 1,26 | - | - | - | - | - | - |
| C12 | 611 | 1,30 | 612 | 1,00 | 1,77 | 3,35 | 1,66 | 612 | 523 | 0,86 | 2,02 | 3,35 | 1,66 |
| C22 | 892 | 1,90 | 914 | 1,02 | 2,90 | 3,96 | 1,13 | 892 | 780 | 0,87 | 3,52 | 3,96 | 1,13 |
| X00 | 562 | - | 574 | 1,02 | 1,21 | 1,26 | 1,18 | - | - | - | - | - | - |
| X10r1 | 638 | 1,14 | 652 | 1,02 | 1,73 | 1,44 | 0,76 | 540 | 486 | 0,90 | 4,35 | 5,58 | 1,28 |
| X10r3 | 690 | 1,23 | 762 | 1,10 | 3,77 | 5,4 | 1,33 | 690 | 762 | 1,10 | 4,39 | 5,4 | 1,23 |
| X02r3 | 367 | - | 470 | 1,28 | 0,72 | 1,08 | 1,35 | - | - | - | - | - | - |
| X12r1 | 483 | 1,32 | 485 | 1,00 | 1,09 | 1,47 | 0,99 | 394 | 428 | 1,09 | 4,07 | 3,27 | 0,8 |
| X12r3 | 487 | 1,33 | 498 | 1,02 | 1,88 | 3,37 | 0,73 | 487 | 552 | 1,13 | 4,59 | 3,37 | 0,73 |
| | | | Média: | 1,03 | | | 1,03 | | | 1,05 | | | 1,28 |
| | | Desv | io médio: | 0,06 | | | 0,06 | | | 0,17 | | | 0,34 |



Deformações no PRF ao longo do perímetro das seção intermediária dos pilares: comparação entre valores obtidos na modelagem numérica em relação aos obtidos nos ensaios experimentais por Carrazedo [17]. Séries 1 e 2 (unidades em ‰)

cantos arredondados, pois como o efeito de membrana somente se desenvolveu nesses cantos, quanto maior foi raio, maior foi o efeito de membrana, sendo maior também a efetividade do confinamento. Nos pilares circulares com carregamento centrado, observa-se uma distribuição perfeitamente uniforme de tensões de compressão, demonstrando assim que o confinamento é uniforme e que o efeito de membrana se desenvolve de maneira eficiente em todo o perímetro da seção transversal.

A partir da distribuição de tensões de compressão observada nas diversas seções transversais, fica clara a relação entre o forma-

to da seção transversal e a eficiência do confinamento com PRF, uma vez que para seções circulares a área da seção é a mesma que a área de concreto efetivamente confinado. Para seção quadrada a área de concreto confinado delimitada pelas parábolas é menor em relação a área total da seção, sendo essa relação ainda menor para o caso de seções retangulares, em que as parábolas se tocam. Podendo-se afirmar também que para seções retangulares alongadas, com maior relação maior lado pelo menor lado, as parábolas terão maior sobreposição, reduzindo ainda mais a proporção de área efetivamente confinada.



Figura 9

Deformações no PRF ao longo do perímetro das seção intermediária dos pilares: comparação entre valores obtidos na modelagem numérica em relação aos obtidos nos ensaios experimentais por Carrazedo [17]. Séries 3 e 4 (unidades em ‰)



Figura 10

Distribuição das tensões axiais compressão na seção transversal de em pilares confinados com PRF obtidas na modelagem numérica (valores em MPa)



Figura 11

Tensões de compressão em pilares circulares C20 e C22 (Valores em MPa): (a) distribuição de tensões; (b) acréscimo de tensões nos trechos indicados em (a)



Figura 12

Tensões de compressão em pilares quadrados S20r3 e S20r3 (valores em MPa): (a) distribuição de tensões; (b) acréscimo de tensões nos trechos indicados em (a)



Figura 13

Tensões de compressão em pilares quadrados S20r1 e S22r1 (valores em MPa): (a) distribuição de tensões; (b) acréscimo de tensões nos trechos indicados em (a)


Figura 14

Tensões de compressão em pilares retangulares R2x3 e R2y2 (valores em MPa): (a) distribuição de tensões; (b) acréscimo de tensões nos trechos indicados em (a)



Figura 15

Influência da excentricidade relativa no acréscimo de tensão axial nos pilares das séries de 1 a 4



Figura 16

Influência da excentricidade relativa no acréscimo de deformação axial nos pilares das séries de 1 a 4

Na Figura 11 são mostradas as configurações de tensões de compressão para um pilar circular com força centrada e excêntrica juntamente com um gráfico que demonstra os valores de tensões ao longo dos trechos indicados na seção transversal. Com isso, observa-se que a região com maiores valores de tensão de compressão se deslocaram na direção da excentricidade, e chegam a superar os valores de compressão na borda mais comprimida. No entanto, essa região tem uma largura menor do que o restante da seção, o que faz com que a integral das tensões nesta região da seção resulte em um acréscimo menor de resistência ao pilar circular na situação de excentricidade (ver Tabela 5). Além disso, observa-se também que a região efetivamente confinada fica delimitada por um aspecto curvo, não sendo possível traçar uma linha que seja paralela à linha neutra e que possua os mesmos valores de tensões de compressão.

Nas Figuras 12 a 14 observa-se nas seções quadradas e retangulares que a região de concreto efetivamente confinado também se desloca na direção da excentricidade e modifica seu aspecto de distribuição. Para todas as situações, os gráficos indicados nas mesmas figuras demonstram que as tensões de compressão para a situação de força excêntrica foram, de modo geral, superiores em relação à situação de força centrada, quando se compara a região central das seções e mais a região junto à borda mais comprimida. Além disso, a largura da seção permanece a mesma, resultando em mais região proporcionalmente comprimida em comparação com a circular. Isso justifica o fato de o ganho de resistência em pilares de seção quadrada ser praticamente o mesmo ou até um pouco superior nos casos de excentricidade do que para carregamento centrado (ver Tabela 5), sendo possível afirmar que a excentricidade não é prejudicial quando se trata de reforço com PRF para seções quadradas e retangulares.

Os gráficos mostrados nas Figuras 15 e 16 demonstram, de modo geral, que o aumento da excentricidade para seções quadradas e retangulares tem pouca influência na eficiência do reforço representada pelo acréscimo de tensões f_{cc}/f_c e pelo acréscimo de deformação ϵ_{cc}/ϵ_c , nos quais percebe-se que o ganho permanece praticamente o mesmo e em alguns casos até apresenta um aumento à medida que se aumenta a excentricidade. Já para as seções circulares, observa-se claramente que o aumento da excentricidade proporciona menor ganho de tensão e de deformação.

5. Conclusão

O modelo numérico em elementos finitos utilizado se mostrou capaz de representar o mecanismo de confinamento passivo do concreto para seções quadradas, retangulares e circulares, envolvendo regiões de alto e de baixo índice de confinamento. Houve boa correlação ao se comparar as curvas experimentais e numéricas de força versus deslocamento dos pilares. Foi capaz de representar também a dilatação do concreto de maneira adequada, indicando distribuição semelhante aos valores experimentais para as deformações de tração do PRF em torno dos perímetros das seções transversais.

Foi possível observar a distribuição das tensões de compressão na seção transversal, demostrando que nas seções quadradas a região de concreto efetivamente se forma junto aos cantos arredondados da seção, e no restante ela fica delimitada por parábolas, que se iniciam a 45º junto aos cantos arredondados. Para seções retangulares, por conta dos maiores lados da seção, as parábolas se tocam, dividindo a região confinada em duas regiões que ficam próximas dos menores cantos da seção transversal.

Nos casos de carregamento excêntrico, a região mais comprimida se desloca na direção da excentricidade e atinge maiores valores de tensões axiais de compressão do que na situação de força centrada, no entanto não representou ser prejudicial para seções quadradas e retangulares, na qual a largura da seção se mantém a mesma e os valores de tensão superam os valores da situação de força centrada em uma porção maior da seção transversal. Em alguns casos o ganho de resistência foi até maior na situação de excentricidade.

Já para as seções circulares, a presença de excentricidade se mostrou prejudicial, pois a largura da seção diminui à medida que se aproxima da borda comprimida, justificando assim, o fato de que para seções circulares o ganho de resistência foi menor.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem ao Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo pelo provimento dos recursos necessários para a realização deste trabalho.

7. Referências

- American Concrete Intitute, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems." ACI 440 Detroit, Mich, 2008.
- [2] F. E. Richart, A. Brandtzaeg, and R. L. Brown, "A study of the failure of concrete under combined compressive stresses.," *Eng. Exp. Stn. Bull. No. 185, Univ. Illinois, Urbana, Ill.*, 1928.
- [3] L. Lam and J. G. Teng, "Design-oriented Stress-Strain Model for FRP-confined Concrete in Rectangular Columns," *J. Reinf. Plast. Compos.*, vol. 22, pp. 1149–1187, 2003.
- [4] I. a. E. M. Shehata, "Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets," *Mater. Struct.*, vol. 35, no. 245, pp. 50–58, 2001.
- [5] M. El Sayed and T. El Maaddawy, "Analytical model for prediction of load capacity of RC columns confined with CFRP under uniaxial and biaxial eccentric loading," *Mater. Struct.*, vol. 44, no. 1, pp. 299–311, Jun. 2010.
- [6] N. Nisticò, "R.C. square sections confined by FRP: A numerical procedure for predicting stress–strain relationships," *Compos. Part B Eng.*, vol. 59, pp. 238–247, Mar. 2014.

- [7] P. Rochette and P. Labossière, "Axial testing of rectangular column models confined with composites," *J. Compos. Constr.*, vol. 6, no. May 2011, pp. 129–136, 2000.
- [8] X. Yang, "Effect of Corner Radius on the Performance of Externally Bonded FRP Reinforcement," pp. 197–204, 2001.
- [9] R. Carrazedo and J. B. De Hanai, "Concrete Prisms and Cylinders Wrapped by FRP Loaded in Compression with Small Eccentricities," *J. Compos. Constr.*, vol. 21, no. 4, pp. 1–14, 2016.
- [10] M. N. Youssef, M. Q. Feng, and A. S. Mosallam, "Stress-strain model for concrete confined by FRP composites," *Compos. Part B Eng.*, vol. 38, no. 5–6, pp. 614–628, Jul. 2007.
- [11] A. Ilki, O. Peker, E. Karamuk, C. Demir, and N. Kumbasar, "FRP Retrofit of Low and Medium Strength Circular and Rectangular Reinforced Concrete Columns," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 20, no. 2, p. 169, 2008.
- [12] H. Toutanji, M. Han, J. Gilbert, and S. Matthys, "Behavior of Large-Scale Rectangular Columns Confined with FRP Composites," no. FEBRUARY, pp. 62–71, 2010.
- [13] M. Maalej, S. Tanwongsval, and P. Paramasivam, "Modelling of rectangular RC columns strengthened with FRP," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 25, no. 2, pp. 263–276, 2003.
- [14] F. Micelli and R. Modarelli, "Experimental and analytical study on properties affecting the behaviour of FRPconfined concrete," *Compos. Part B Eng.*, vol. 45, no. 1, pp. 1420–1431, Feb. 2013.
- [15] K. H. Tan, T. Bhowmik, and T. Balendra, "Confinement model for FRP-bonded capsule-shaped concrete columns," *Eng. Struct.*, vol. 51, pp. 51–59, Jun. 2013.
- [16] A. de P. Machado, Reforço de estruturas de concreto armado com fibras de carbono, 1st ed. São Paulo - SP., 2002.
- [17] R. Carrazedo, "Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo- compressão.," *Tese (Doutorado). Esc. Eng. São Carlos, Univ. São Paulo.Escola Eng. São Carlos, Univ. São Paulo*, p. 242, 2005.
- [18] O. Chaallal, M. Shahawy, and M. Hassan, "Performance of Axially Loaded Short Rectangular Columns Strengthened with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Wrapping," *J. Compos. Constr.*, vol. 7, no. 3, p. 200, 2003.
- [19] M. Harajli, "Axial stress–strain relationship for FRP confined circular and rectangular concrete columns," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 28, no. 10, pp. 938–948, Nov. 2006.
- [20] R. Kumutha, R. Vaidyanathan, and M. S. Palanichamy, "Behaviour of reinforced concrete rectangular columns strengthened using GFRP," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 29, no. 8, pp. 609–615, Sep. 2007.
- [21] Y.-F. Wu and Y.-Y. Wei, "Effect of cross sectional aspect ratio on the strength of CFRP-confined rectangular concrete columns," *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 1, pp. 32–45, Jan. 2010.
- [22] Z. Yan and C. P. Pantelides, "Concrete column shape modification with FRP shells and expansive cement concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 25, no. 1, pp. 396–405, Jan. 2010.
- [23] T. Ozbakkaloglu, "Concrete-Filled FRP Tubes : Manufacture and Testing of New Forms Designed for Improved Performance," J. Compos. Constr., no. April, pp. 280–291, 2013.
- [24] Fédération Internationale du Béton, "Externally bonded FRP

reinforcement for RC structures." Bulletin No. 14, Technical Rep., Lausanne, Switzerland., 2001.

- [25] S. Rocca, N. Galati, and A. Nanni, "Review of Design Guidelines for FRP Confinement of Reinforced Concrete Columns of Noncircular Cross Sections," vol. 12, no. 1, pp. 80–92, 2008.
- [26] "ABAQUS Theory Manual." DASSAULT SYSTÉMES, Providence USA, 2012.
- [27] J. Lubliner, J. Oliver, S. OLLer, and E. Õnate, "A PLASTIC-DAMAGE MODEL FOR CONCRETE," *Int. J. Solids Struct.*, vol. 25, no. 3, pp. 299–326, 1989.
- [28] J. H. Lee and G. L. Fenves, "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures," *J. Eng. Mech.*, vol. 124, no. 8, pp. 892–900, 1998.
- [29] T. Ozbakkaloglu, A. Gholampour, and J. C. Lim, "Damage-Plasticity Model for FRP-Confined Normal-Strength and High-Strength Concrete," *J. Compos. Constr.*, pp. 1–13, 2016.
- [30] T. H. Wee, M. S. Chin, and M. A. Mansur, "Stress-Strain Relationship of High-Strength Fiber Concrete in Compression," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 11, no. 1, pp. 21–29, 1996.
- [31] CEB-FIP, "COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP: Model code 1990. Bulletin D'Information, Paris, n. 203-205." 1993.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Reliability analysis of built concrete dam

Análise de confiabilidade de barragem de concreto construída

K. O. PIRES * kironipires@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-6972-0183

A. T. BECK b atbeck@sc.usp.br https://orcid.org/0000-0003-4127-5337

T. N. BITTENCOURT * tbitten@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6523-2687

M. M. FUTAI ª futai@usp.br https://orcid.org/0000-0002-4969-3085

Abstract

The conventional design of concrete gravity dams still follows the deterministic method, which does not directly quantify the effect of uncertainties on the safety of the structure. The theory of structural reliability allows the quantification of safety of these structures, from the quantification of the inherent uncertainties in resistance and loading parameters. This article illustrates application of structural reliability theory to the case study analysis of a built concrete gravity dam. Results show that reliability of the built structure is greater than that of the designed structure. The study compares reliability for design conditions, with the corresponding safety coefficients, illustrating a lack of linearity between safety coefficients and reliability. Furthermore, the study shows which are the failure modes and the design parameters with greater influence on dam safety.

Keywords: structural safety assessment, concrete dams, reliability analysis.

Resumo

O projeto convencional de barragens de gravidade de concreto ainda segue o método determinístico, que não quantifica diretamente o efeito das incertezas na segurança da estrutura. A teoria de confiabilidade estrutural permite a quantificação da segurança destas estruturas, a partir da quantificação das incertezas inerentes aos parâmetros de resistência e solicitação. Este artigo ilustra a aplicação da confiabilidade estrutural ao estudo de caso de uma barragem de gravidade de concreto construída. Os resultados obtidos mostram que a confiabilidade da estrutura construída é maior do que da estrutura projetada. O estudo compara a confiabilidade na condição de projeto com os coeficientes de segurança resultantes, ilustrando a falta de linearidade entre coeficientes de segurança e confiabilidade. O estudo mostra ainda quais são os modos de falha e parâmetros de projeto com maior influência na segurança da estrutura.

Palavras-chave: avaliação de segurança estrutural, barragens de concreto, análise de confiabilidade.

University of São Paulo, Polytechnic School, Post-graduation Program in Civil Engineering, São Paulo, SP, Brazil;
 University of São Paulo, School of Engineering of São Carlos, Structural Engineering Department, São Carlos, São Paulo, SP, Brazil

Received: 11 Sep 2017 • Accepted: 01 Jun 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introduction

The usual procedures for verifying the overall stability of concrete dams are based on deterministic methods and use of safety factors. Simplifications normally used in definition of the actions, resistance parameters and mechanical behavior models, introduce uncertainties in analysis procedures.

Uncertainties are present throughout the entire life cycle of the structure, from conception to the end of its lifespan. The associated risks can be aggravated by the inadequate execution of any phase of an engineering work (design, construction, operation and decommissioning). The uncertainties also change throughout the life cycle, being larger in the design phase. In general, uncertainties can be reduced after construction and during the operation, due to the collection of real data and reduction of forecast or prediction uncertainties.

Uncertainties arise from the incomplete knowledge of the nature of engineering systems we design and operate, but also from the natural randomness of the processes involved. Materials strength and environmental forces are inherently random and cannot be described completely in a deterministic way [1]. To quantify these uncertainties, and to evaluate their effects on the performance and design of engineering systems, concepts and methodologies of probability and statistics should be appropriately applied [2].

Uncertainties imply risk, which is defined as the product of probability of occurrence of event (P) and its consequences (C), according to Equation (1). The risk related to dam failure can be defined as the measure of likelihood and severity of an adverse effect on life, health, property and the environment. Risk can be estimated by combining all scenarios, considering probabilities of occurrence and their consequences [3].

$$Risk = \sum P(ocurrence) \times C(consequences)$$
(1)

As described by the International Commission on Large Dams [3], risk analysis can be used as an appropriate tool in the process of risk management. Dam risk analysis requires identification of potential failure modes and quantification of conditional probabilities of system responses to different demands.

The probability of occurrence of an adverse event is called, generically, probability of failure (P_f) [4], which can be obtained by means of structural reliability analysis. Structural reliability analysis uses probabilistic methods to evaluate the safety of a structure.

Structural reliability analysis is related to calculation and prognosis of the probability of failure of a structural system at any stage of its life cycle [5]. It can also be used for calibration of partial safety factors of design codes, as described by the European Committee for Standardization [6].

Structural systems must meet safety requirements, which are directly related to structural failure modes, which are formulated in design equations or in terms of limit state equations. The evaluation of probabilities of failure is based on the performance function of the structural system.

Given a vector X, which gathers the random variables of resistance and loading, a limit state equation g(X) is written in order to divide the domain of X into safety domain (D_s) and failure domain (D_f) :

(2)

 $D_f = \{ X | g(X) \le 0 \}$ $D_s = \{ X | g(X) > 0 \}$

The probability of failure (P_f) can be calculated as the probability of the problem variables belonging to the failure domain:

$$P_f = P[g(\mathbf{X}) \le 0] = \int_{D_f} f_{\mathbf{X}}(x) \, dx \tag{3}$$

where $f_x(x)$ is the joint function of probability density of the random variables of the problem. Thus, the calculation of the probability of failure constitutes in evaluating a multidimensional integral over the fault domain.

According to Melchers and Beck [5], there are three methods to solve this multidimensional integral:

- direct integration: rare application;
- numerical integration through Monte Carlo simulation (MCS);
- transformation methods: integration is performed by transforming the random variables into the multivariate standard normal space, and through approximations of the integration limit (g(X) ≤ 0).

In this paper, the Monte Carlo Simulation (MCS) and the First Order Reliability Method (FORM) techniques are used.

Evaluated failure probabilities P_r can be related to the reliability index (β), which is defined as the minimum distance between the limit state equation and the origin of the normal standard space, expressed in (nondimensional) standard deviation units. To assess safety of a structure, the reliability index (β) obtained as described above can be compared with target reliability indexes (β_T), which are related to the limit state and to failure consequences.

The European Committee for Standardization [6] recommends reliability indexes (B) according to the consequence class of the structure; however, this rule is not related to dams. The document defines three classes of consequences and the respective target reliability indexes: high class (β_{τ} = 5.2/year), middle class $(\beta_{\tau} = 4.7/\text{year})$ and low class $(\beta_{\tau} = 4.2/\text{year})$. This classification considers consequences of economic, environmental and human life loss for conventional structures (buildings, etc.).it is also important to assess the effect of design factors in safety margins. Safety factors have been determined empirically for different applications and types of materials, and their values incorporated to design criteria all over the world. The argument is that the project meeting these criteria would be sufficiently safe, but unfortunately this is not always true. First, because safety factors will be different, depending on the mathematical model used and the safety factor settings. In addition, a given safety factor returns different failure probability values, depending on the uncertainties in the input data, such as coefficient of variation, number of tests, quality of investigations, measurements in loco, etc. Therefore, the structural safety achieved through safety factors can vary over a wide range of values, in terms of probability of failure [7].

In Brazil, promulgation of the Law on Safety of Dams n° 12.334/2010 [8] reflected societal demands for higher safety levels of dams, and resulted in the demand for reassessment of safety of existing dams, according to deadlines and periodicities established in complementary regulations. These security reassessments can be based on concepts of structural reliability.

Use of structural reliability methods in analysis of concrete dams is not widespread, but the development of several surveys in this area can be seen, including research carried out by Ellingwood and Tekie [9], Tekie and Ellingwood [10], Westberg [11], Johansson [12], Royet *et al.* [13], García [14], Bernstone [15], Westberg [16], García *et al.* [4], Westberg and Johansson [17], Su *et al.* [18], Torres *et al.* [19], Krounis [20], Krounis *et al.* [21] and Li *et al.* [22]. However, none of these surveys addresses the update of reliability of a constructed dam, in relation to the projected dam.

In view of the above, the objective of this paper is to demonstrate use of structural reliability analysis to evaluate the probability of failure of constructed concrete dams, in comparison to the traditionally adopted safety checks. Additionally, it is sought to evaluate the safety factors established in Brazilian design codes, in order to verify their impacts on safety of concrete dams.

2. Global failure modes of concrete dams

Structural reliability analyses require the definition of limit state functions, which in turn must mathematically describe the relevant failure modes of the structure under analysis. Concrete dams may fail at the foundation, at the interface between concrete and foundation, and at the concrete. The traditional stability analysis criteria use conventional balance and limit state theories. The usual analyses use models in only two dimensions, neglecting three-dimensional effects. The stability is verified for failure modes related to sliding, overturning and overstressing on the concrete and foundation.

In general, the occurrence of overstressing is not a global failure mode. Local crushing or cracking does not necessarily lead to global failure nor to a failure mechanism. Instead, overstressing is considered a service limit state. However, overstressing may be the cause and starting factor that leads to a global failure; hence it must be analysed [16]. This can be verified by the analysis model of combined failure modes presented by Fishman [23]. More details on this issue can also be found in Westberg and Johansson [17].

The basic design assumptions are: a) the dam is completely attached to foundation rock, along the contact; b) the foundation must withstand loads with acceptable strength; c) the dam concrete is homogeneous, isotropic and elastic-linear; which together with contraction may transfer load if they are joined, otherwise the entire load is transferred to the foundation; d) horizontal and vertical strength vary linearly from upstream face to downstream face; and e) the horizontal shear strength has parabolic variation from upstream to downstream face [24].

There are different methodologies for defining the parameters of analysis and verification of failure modes, as described in the studies carried out by EPRI [25], USACE [26], Ruggeri *et al* [27] and Johansson [12].

In Brazil, the document entitled Criteria for Civil Project of Hydropower Plants, prepared by Centrais Elétricas Brasileiras S.A. (ELETROBRÁS), published in 2003, is adopted as a reference for concrete dam projects. According to this guide, the global stability of concrete dams should be checked for failure modes related to sliding, overturning, floatation and overstressing on concrete and foundation. The analyses developed in this paper consider conditions of normal, exceptional and limit loading, limited to the interface region between concrete and foundation; and to global failure modes related to sliding, overturning and floatation.

The Eletrobrás guide [28] defines four conditions of loading: normal or usual, exceptional, limit and construction. The usual loading condition corresponds to all combinations of actions that present a high probability of occurrence during the design life of the structure, during normal operation or routine maintenance of the site, under normal hydrological conditions. The exceptional loading condition corresponds to a situation of combination of actions with low probability of occurrence during the structures design life. In general, these combinations consider occurrence of only one exceptional action, among exceptional hydrological conditions, defects in the drainage system, atypical action, seismic effects, etc.; with other actions at normal loading condition. The limit loading condition corresponds to a situation of combination of actions with very low probability of occurrence during the design life of the structure. In general, these combinations consider the occurrence of more than one exceptional action, such as exceptional hydrological conditions, defects in the drainage system, atypical actions, seismic effects, etc.; with other actions at normal loading condition.

The construction loading condition corresponds to all combinations of actions that are likely to occur during the execution of the site. They may be due to the loading of construction equipment, structures only partially executed, abnormal loadings during transport of permanent equipment, and any other similar conditions, and occur for short periods in relation to the design life.

2.1 Sliding

Sliding stability is verified by comparison of acting and resisting shear, at the potential rupture surface. The acting shear is dependent on the sum of forces parallel to the surface under analysis. For the resisting shear strength, the Mohr-Coulomb failure criterion is used, where the maximum resisting tangential strength (τ) for each point of the sliding surface is described by:

$$\tau \le c + \sigma_n tan\phi$$

being c the cohesion, σ_n the effective normal tension for sliding surface and ϕ the friction angle. From the integral of cohesion and normal strength along the surface under analysis, the resisting shear force (R) is obtained:

$$R = \sum N tan\phi + cA \tag{5}$$

The use of Mohr-Coulomb criterion allows determining an envelope of resistances for a material that is based on friction and cohesion parameters, for different levels of normal (σ) and shear (τ) strength pairs. This envelope is obtained from laboratory and/or field tests, leading to the rupture shear strength for different levels of normal strength.

The design criteria of Eletrobrás [28] establishes the following formulation, to verify safety against sliding in concrete-rock interface planes:

$$SSF = \frac{\sum R}{\sum T} = \frac{\frac{\sum Ntan\phi}{fsd\phi} + \frac{\sum cA}{fsdc}}{\sum T} \ge 1$$
(6)

where $\sum R$ is the sum of resistant horizontal forces; ΣT is the sum of acting horizontal forces; ΣN is the sum of effective normal forces on the sliding surface under analysis; ϕ is the characteristic friction angle of the sliding surface under analysis; c is the characteristic cohesion along the sliding surface; A is the effective (compressed) area of contact of the structure on the plane under analysis; fsd ϕ and fsdc are the partial safety factors of the materials in relation to

(4)

friction and cohesion, respectively; and SSF is the safety factor to the total sliding (considers the plots of friction and cohesion resistance).

Considering use of the resistance reduction factors for friction angle (fsd) and cohesion (fsdc), the total safety factor should be greater than or equal to 1. If shear rupture is allowed in a certain part of the surface, the cohesion resistance should be considered equal to 0 (c= 0), and the friction angle equal to the residual condition. Table 1 presents the safety factors for sliding safety assessment.

Equation (6) is similar to the sliding safety check equation adopted by the U.S. Bureau of Reclamation [24], whose "shear-friction factor of safety" method returns the global safety factor to sliding; that is, it does not introduce partial safety factors.

2.2 Overturning

The stability to overturning is verified by means of comparison between stabilizing and overturning moments, with respect to a point or an effective line of rotation [28], according to:

$$OSF = \frac{\sum M_e}{\sum M_t}$$
(7)

where OSF is the safety factor for overturning; ΣM_{a} is the sum of acting stabilizing moments on the structure, considered as such: dead load, the minimum permanent loads and the dead load of the permanent equipment, if installed; and ΣM_{i} is the sum of overturning moments, due to action of destabilizing loads, such as hydrostatic pressure, uplift pressure, silt pressure, etc. The stabilizing effects of cohesion and friction on the surfaces in contact with the foundation should be rejected. Table 1 presents the safety factors to be used in assessing safety to overturning.

2.3 Flotation

The stability to flotation is verified by means of the ratio between the sum of the gravitational forces and the sum of uplift pressure forces at the potential rupture surface [28], according to:

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U}$$
(8)

where FSF is the safety factor for flotation; ΣV is the sum of gravitational forces; and ΣU is the sum of uplift pressure forces. The calculation considers the region delimited in blocks, rejecting any

Table 1

Minimum values of safety factors

favourable contributions due to cohesion and friction between blocks or between structure and foundation. Table 1 presents the safety factors to be used in assessment of safety against flotation.

Structural reliability methods 3.

In order to solve the structural reliability problem, this paper makes use of the First Order Reliability Method (FORM) and of Monte Carlo Simulation (MCS). The Structural Risk Analysis and Design (StRAnD) software, developed by the São Carlos School of Engineering, University of São Paulo [29], is employed. Importance sampling using design points is used, in Monte Carlo Simulation. Transformation methods involve mapping the random variables from the original design space to standard normal space, a search for the design point in standard normal space, and approximations of G(X) at the design point. The design point is found from solution of a mathematical programming problem, since in standard normal space the design point is the point on the limit state equation closest to the origin. The design point is also the most likely point (or mode) of the failure domain. The (minimum) distance between the design point and the origin of standard normal space is called the reliability index (β). The First Order (FORM) solution involves an approximation of the integration domain by a hyperplane [5]:

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{9}$$

being β the reliability index and Φ the standard normal cumulative distribution.

Monte Carlo simulation (MCS) allows solving with same level of difficulty problems with any number of random variables and/or large model complexity (linear or nonlinear, single or multiple limit state functions) [1]. Samples (trials) of random variables are obtained from the joint density (f_x (x), Eq. (3)), and the probability of failure is estimated as:

$$\widehat{P_f} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} I[X_i] = \frac{N_f}{N}$$
(10)

here $\widehat{P_f}$ is the estimated probability of failure, I[] is the indicator function, X_i is sample vector i, N_i is the number of points in the failure domain, and N is the number of trials. The number of trials must be large enough in order to obtain the probability of failure with small statistical error.

| Cataby factor | Loading conditions | | | | | | | |
|--------------------------------------|--------------------|-------------|-----------|--------------|--|--|--|--|
| | Usual | Exceptional | Limit | Construction | | | | |
| f _{sdc} | 3.0 (4.0) | 1.5 (2.0) | 1.3 (2.0) | 2.0 (2.5) | | | | |
| $f_{sd\phi}$ | 1.5 (2.0) | 1.1 (1.3) | 1.1 (1.3) | 1.3 (1.5) | | | | |
| Sliding Safety Factor (SSF-total) | ≥ 1 | ≥ 1 | ≥ 1 | ≥ 1 | | | | |
| Overturning Safety Factor (OSF) | 1.5 | 1.2 | 1.1 | 1.3 | | | | |
| Flotation Safety Factor (FSF) | 1.3 | 1.1 | 1.1 | 1.2 | | | | |

Ref.: Eletrobrás [28]; f_{stic} reduction factor of the cohesion resistance; reduction factor of the friction resistance

The factors of reduction in brackets should be adopted when the knowledge of materials is poor.

Equation (10) is based on a sample of finite size; hence it is subject to a statistical error that corresponds to the variance of $I[X_i]$. The variance of $\widehat{P_f}$ corresponds to the statistical error of the simulation and depends on the order of magnitude of the exact probability of failure P_f . The lower the probability of failure, the greater is the number of simulations required to obtain the same variance.

The coefficient of variation (COV) of P_f can be obtained from Equation (11). Evaluation of a probability of failure of the order of 10^{-p} with COV $\leq 10\%$, requires approximately 10^{p+2} samples, making the number of simulations prohibitive for very low probabilities of failure [5]:

$$COV_{P_f} \approx \frac{1}{\sqrt{NP_f}}$$
 (11)

To reduce the number of required simulations, variance reduction techniques are used. In this paper, the technique of importance sampling using design points is used. This technique moves the sampling points to the failure domain, centering the sampling function at design point coordinates. The design points are obtained from the FORM solution, as detailed in Melchers & Beck [5].

4. Limit state equations

Considering the failure modes described above, the loading conditions and the characteristics of the dam-foundation interface, the limit state equations are written as follows.

The limit state function for sliding along the surface under analysis is defined by:

$$G_1 = T_R - T_S \tag{12}$$

$$G_1 = N' tan\phi_i + cA' - T_S \tag{13}$$

where T_{R} is the sum of the resistant forces on sliding surface, T_{s} is the sum of acting forces parallel to the sliding surface, N' is the sum of normal forces to sliding surface, ϕ_{i} is internal friction angle of concrete-rock interface, c is cohesion of concrete-rock interface, and A is compressed effective area. Expanding Equation (13), we have:

$$G_1 = (V_c \gamma_c + W_{w1} - U - U_c + W_{w2}) tan\phi_i + cA' - T_S$$
(14)

where γ_c is the specific weight of concrete, V_c is concrete volume, W_{w1} is the upstream water weight, U is the sum of acting uplift pressure forces, U_c is the uplift pressure acting on fissure openings, when present, and W_{w2} is the downstream water weight. U is obtained from:

$$U = \left(\frac{x_{d1}(h_1 + h_3)}{2} + \frac{x_{d2}(h_3 + h_2)}{2}\right)\gamma_w$$
(15)

where x_{d1} is the distance between the drains and the upstream face, or the end of the fissure, when present, x_{d2} is the distance between drains and downstream face, h_1 corresponds to headwater depth, h_2 corresponds to tailwater depth, h_3 corresponds to water depth equivalent to uplift in drainage line, and γ_w is the specific weight of water. h_2 is obtained by:

$$h_3 = k(h_1 - h_4) + h_4$$
 to normal reservoir elevation (16)

$$h_3 = k [(h_1 + i_u h_{y1}) - h_4] + h_4 \text{ to maximum reservoir elevation}$$
(17)

where k is the coefficient of hydraulic inefficiency, h_4 corresponds to height of the drainage gallery, in relation to concrete-rock interface, i_u is the coefficient of increase of uplift, and h_{y1} is the difference in depth between the maximum elevation and the normal elevation of the reservoir.

The limit state function for overturning, with respect to the most extreme downstream point of the surface under analysis, is defined as:

$$G_2 = M_R - M_S \tag{18}$$

$$G_2 = (M_{W_{w1}} + M_{W_c} + M_{W_{w2}} + M_{H_2}) - (M_U + M_{U_c} + M_{H_1})$$
(19)

where M_R corresponds to the sum of resisting moments and M_s is the sum of moments tending to cause overturning, and the indexes W_{w1} , W_c , W_{w2} , H_2 , U, U_c, H_1 , correspond respectively to the moments related to the upstream water weight, dam concrete weight, downstream water weight, downstream hydrostatic thrust, uplift, uplift acting on fissure opening, when present, and upstream hydrostatic thrust. Expanding Equation (19), we have:

$$G_{2} = (W_{w1}l_{w1}) + (W_{c}l_{w_{c}}) + (W_{w2}l_{w2}) + \left(\frac{h_{2}^{3}}{6}\gamma_{w}\right) - \left[\frac{x_{d1}^{2}}{6}(h_{3} + 2h_{1}) + \frac{x_{d1}x_{d2}}{2}(h_{1} + h_{3}) + \frac{x_{d2}^{2}}{6}(h_{2} + 2h_{3})\right]\gamma_{w}$$

$$-(h_{1}L_{c}\gamma_{w}l_{c}) - \left(\frac{h_{1}^{3}}{6}\gamma_{w}\right)$$

$$(20)$$

where I_{w1} is the horizontal distance between upstream water center of the mass and downstream face on reference surface, I_{w_c} is the horizontal distance between center of mass of concrete dam and downstream face on the reference surface, I_{w2} is the horizontal distance between the center of mass of downstream water and the downstream face on reference surface, L_c is the length of a crack, when present, I_c is the horizontal distance between the center of the crack and downstream face on the surface of reference.

The limit state function for floatation is defined by:

$$G_3 = N - U \tag{21}$$

$$G_3 = W_c + W_{w1} + W_{w2} - U - U_c$$
⁽²²⁾

where N is the sum of gravitational forces and U is the sum of acting uplift pressure forces.

5. Case study

5.1 Dam description

The gravity dam under study is made of roller-compacted concrete, has a maximum height of 82.5 m and a crest length of 746 m. The contraction joints were spaced at every 20 meters at most, totalling 41 concrete blocks. The upstream face is vertical and the downstream face has a slope of 0.775 : 1 (H : V). The crest of the dam is 7.50 m wide.

The dam has two drainage galleries with drain lines located at 5.85 m from the upstream face, with the purpose of relieving uplift at the concrete-rock foundation interface and interstitial pressure of the mass of concrete.

The spillway was dimensioned for the inflow ten-thousand-year flood, which provides for damping of the affluent flow in the reser-

voir, with a maximum elevation of 1.5 meters, corresponding to the maximum water level of the reservoir at the elevation of 71.5 m, in relation to dam foundation.

For this study, block number 30 was considered, as this block presents smaller safety factors. This block is located on the left bank, has a maximum height of 72.5 m and dimensions at the base of 20 m by 54.87 m. The block is set on sedimentary rock, classified as siltstone (Figure 1). The reference for elevations corresponds to the dam foundation plan.

In the design phase, the following parameters were adopted in structural design:

- concrete specific weight (γ_c): 25.8 kN/m³;
- internal friction angle (\$\phi_i\$): 37°;
- cohesion (c): 250 kN/m².

The global stability checks were performed according to Eletrobrás design criteria [28].

5.2 Delimitation of analyses

This paper is limited to the stability checks for usual loading condition, exceptional loading conditions and limit loading conditions, and to evaluating the failure modes for sliding, overturning and floatation. The usual loading condition considers the structure submitted to the loading resulting from normal reservoir water level (WL 70 m), and uplift with operant drainage. The exceptional loading condition - 1 considers the structure submitted to normal reservoir water level (WL 70 m) and uplift with inoperative drainage. The exceptional loading condition – 2 considers the structure submitted to maximum reservoir water level (WL 71.5 m), and uplift with operant drainage. The limit loading condition considers the structure submitted to maximum reservoir water level (WL 71.5 m) and uplift with inoperative drainage. The limit loading condition considers the structure submitted to maximum reservoir water level (WL 71.5 m) and uplift with inoperative drainage. The analyses did not consider any seismic loadings.

The reservoir water level at maximum elevation corresponds to water columns of 71.5 m (upstream, h_1) and 8.66 m (downstream, h_2). The reservoir water levels at normal elevation corresponds to upstream of 70 m and downstream of 0.96 m. Table 2 shows the safety factors obtained by the checks in the design phase.

These verifications were calculated with respect to the plane of the concrete-rock interface, evaluating all the involved loadings, which in this case are: dead load, uplift pressures and hydrostatic pressures.

The safety factors obtained in Table 2 correspond to deterministic calculations, which do not consider the variability of the input parameters.

To evaluate the probability of failure of the concrete dam in the operation phase, in comparison with the safety checks carried out in the project design phase, eight scenarios of load combinations and resistances were defined: four scenarios based on design parame-



Figure 1

Geometry of the cross section of block n. 30 of the dam

Table 2

Safety factors obtained and required

| Safaty appagement | | | Loading of | conditions | |
|---------------------------|------------------|-------|---------------|---------------|-------|
| salely assessment | _ | Usual | Exceptional-1 | Exceptional-2 | Limit |
| | f _{sdc} | 3.0 | 2.0 | 2.0 | 1.3 |
| Sliding Safety Factor | $f_{sd\phi}$ | 1.5 | 1.3 | 1.3 | 1.1 |
| (SSF) | Required | ≥ 1 | ≥ 1 | ≥ 1 | ≥ 1 |
| | Obtained | 1.01 | 1.04 | 1.11 | 1.15 |
| Overturning Safety Factor | Required | 1.5 | 1.2 | 1.2 | 1.1 |
| (OSF) | Obtained | 1.89 | 1.68 | 1.46 | 1.32 |
| Flotation Safety Factor | Required | 1.3 | 1.1 | 1.1 | 1.1 |
| (FSF) | Obtained | 4.5 | 3.56 | 2.6 | 2.19 |

ters, and four scenarios based on dam data obtained in operation. Table 3 presents a summary of load combination and resistances scenarios, and the parameters used in each case.

Considering that the exceptional and limit loading conditions are related to conditional events, of small probability of occurrence, it is necessary to evaluate the unconditional probability of failure, for each failure mode. The events considered are the maximum water level in the reservoir, and the nonoperational foundation drains. The failure probabilities calculated under these circumstances are conditional probabilities, conditional on occurrence of each loading scenario. As the involved events are considered independent, the unconditional probability calculation consists in the multiplication of the conditional probability by the occurrence probability of each loading event scenario.

Considering the sizing information of the previously described spillway, the occurrence of maximum reservoir level has a mean return time of 1/10000 years. For the event related to non-operational drainage, an average lifespan of 50 years was assumed, with mean return time of 1/50 years. This leads to one expected occurrence during the lifetime, with an occurrence probability of 63%.

5.3 Definition of variables

A summary of random variables for the problem is presented in Table 4: statistical distributions, mean value and standard deviation are presented.

Specific concrete weight 5.3.1

The statistical data on specific weight of concrete in operation phase were obtained from 29 concrete samples, extracted from the mass of dam, which were obtained by means of rotary drilling in different regions of the structure. Specific weight of concrete was obtained as γ_c (kN/m³) ~ N (26; 0.94).

For the scenarios related to the design phase, γ_c (kN/m³) ~ N (25.8; 1.29) was adopted, which corresponds to weight and COV (of 5%) measured in construction, during concrete production technological control of the.

5.3.2 Internal friction angle and cohesion of concrete-rock contact

For the parameters of internal friction angle and cohesion of the

Table 3

Scenarios of loading and resistances combinations

| Load and | logd | b b l | | | | Mean of random variables | | | | |
|-----------------------------|----------------|-------|------|------|---------|--------------------------|--------------|------|----------------|--|
| resistances combinations | conditions | (m) | (m) | (m) | رkN/m³) | ¢i (°) | с (kN/m²) | k | i _u | |
| D1 | Usual | 70 | 0.96 | - | 25.80 | 37.00 | 250 | 0.33 | - | |
| D2 | Exceptional 1 | 70 | 0.96 | - | 25.80 | 37.00 | 250 | 0.89 | - | |
| D3 | Exceptional 2 | 71.5 | 8.66 | 5.55 | 25.80 | 37.00 | 250 | 0.33 | 1.00 | |
| D4 | Limit | 71.5 | 8.66 | 5.55 | 25.80 | 37.00 | 250 | 0.99 | 1.00 | |
| O1 | Usual* | 70 | 0.96 | - | 26.00 | 41.99 | 700 | 0.18 | - | |
| O2 | Exceptional 1* | 70 | 0.96 | - | 26.00 | 41.99 | 700 | 0.89 | - | |
| O3 | Exceptional 2* | 71.5 | 8.66 | 5.55 | 26.00 | 41.99 | 700 | 0.18 | 0.50 | |
| 04 | Limit* | 71.5 | 8.66 | 5.55 | 26.00 | 41.99 | 700 | 0.99 | 0.50 | |

Loading condition adjusted according to data obtained in the operation phase;

D1, D2, D3 and D4 are scenarios of the design phase; O1, O2, O3 and O4 are scenarios of the operation phase;

h, headwater:

h₂ tailwater;

L crack length; concrete specific weight;

internal friction angle;

c concrete-rock interface cohesion;

k coefficient of hydraulic inefficiency:

i, coefficient of increase of uplift pressure.

Table 4

Summary of random variables

| Random variables (R.V.) | Unit | Distribution | Mean | SD | COV (%) |
|--|-------|---------------|-------|--------|-------------------------|
| Concrete specific weight (γ_c) ^a | kN/m³ | Normal | 25.80 | 1.29 | 5 h, D1-4 |
| Concrete specific weight (γ_c) ^b | kN/m³ | Normal | 26.00 | 0.94 | 3,62 ⁰¹⁻⁴ |
| Internal friction angle $(\phi_i)^{\alpha}$ | 0 | Normal | 37 | 9.99 | 27 ^{i, D1-4} |
| Internal friction angle (ϕ_i) ° | 0 | Normal | 41.99 | 11.34 | 27 ^{O1-4} |
| Concrete-rock interface cohesion (c) $^{\circ}$ | kN/m² | Lognormal | 250 | 100.00 | 40 ^{i, D1-4} |
| Concrete-rock interface cohesion (c) $^\circ$ | kN/m² | Lognormal | 700 | 280.00 | 40 01-4 |
| Coefficient of hydraulic inefficiency (k) d | - | Normal | 0.18 | 0.03 | 15 ^{01,03} |
| Coefficient of hydraulic inefficiency (k) $^{\circ}$ | - | Normal | 0.33 | 0.10 | 30 ^{j, D1, D3} |
| Coefficient of hydraulic inefficiency (k) $^{\circ}$ | - | Normal | 0.89 | 0.13 | 15 ^{k, O2} |
| Coefficient of hydraulic inefficiency (k) $^{\circ}$ | - | Normal | 0.89 | 0.27 | 30 ^{j, D2} |
| Coefficient of hydraulic inefficiency (k) $^{\circ}$ | - | Normal | 0.99 | 0.15 | 15 ^{k, O4} |
| Coefficient of hydraulic inefficiency (k) $^{\circ}$ | - | Normal | 0.99 | 0.30 | 30 ^{j, D4} |
| Coefficient of increase of uplift pressures (i_u) ^f | - | Uniform | 0.5 | 0.29 | 58 ^{O3, O4} |
| Coefficient of increase of uplift pressures (i_u) $^{\rm g}$ | - | Deterministic | 1 | - | _ D3, D4 |

based on the dam design parameters;

^b based on the measurement of specimens extracted from the concrete of the dam;
 ^c based on the China Electricity Council [31];
 ^d based on the measurement of the PZC01 piezometer during a 4-year period;

e based on the dam design parameters and theoretical upliff pressure,

f assumed:

considered with deterministic value 1;

^b based on the measurement of specimens made during the construction of the dam; ^c considered the same COV described in the China Electricity Council [31];

based on the measurement of others piezometers installed in block 30 of the dam foundation;

^k considered the same COV of the piezometer PZC01; ^{01-4,01,02,03 and 04} operation phase scenarios;

D1-4, D1, D2, D3 and D4 design phase scenarios.

concrete-rock interface, no tests were performed with the dam material under study. The adopted parameters were defined based on studies of other authors. As the analysis model presented previously does not predict use of roughness or basic friction angle, reference values coming from tests of intact connection of concreterock interface were considered (for research only).

Studies carried out by EPRI [25] of the concrete-rock interface of eighteen dams and different types of rock, show friction angle values between 54 and 68°; and cohesion values between 1.3 and 1.9 MPa. Rocha (1964), based on tests of 70 concrete blocks at 6 different dam sites, obtained friction angles between 53 and 63°; and cohesion values between 0.1 and 0.7 MPa. Link (1969), obtained friction angles between 45 and 52°; and cohesion values between 0.1 and 3.0 MPa. Lo et al. (1991) evaluated samples of the intact connection of the concrete-rock interface, obtaining a typical value of 62° for the internal friction angle, and cohesion of 2.2 Mpa [27].

Fishman [23] presents results of internal friction angle and cohesion of 32 large-scale shear tests performed on concrete blocks on different types of rock, from the foundation of 24 dams. The study presents values for the internal friction angle with mean of 52.1°, standard deviation of 8.8°, minimum value of 27.5° and maximum value of 63°. For cohesion, the mean of 1.13 MPa, standard deviation of 0.74 MPa, minimum value of 0.06 MPa and maximum value of 2.6 MPa were found. These tests were performed on igneous, metamorphic and sedimentary rocks. Krounis et al. [30] performed

Table 5

Friction angle and cohesion parameters of concrete to rock interface

| Dook proportion of dom foundation | Frictior (N distr | n angle ibution) | Cohesion (LN distribution) | |
|---|----------------------|---------------------|-------------------------------|-------------|
| Rock properties of dam foundation | Mean (°) | SD (°) | Mean (MPa) | SD (MPa) |
| Catagory I: dones and sound distance between organics 1 m | 56.31 | 16.70 | 1.5 | 0.54 |
| Calegory I. dense and sound, disidince between clacks >1 m | 52.43 | 14.57 | 1.3 | 0.47 |
| Category II: sound, weakly weathered | 52.43 | 14.57 | 1.3 | 0.47 |
| massive rock with crack spaces 0.5-1 m | 47.73 | 11.86 | 1.1 | 0.40 |
| Catagory III: rook mars of modium sound argek spaces 0.2.0.5 m | 47.73 | 11.86 | 1.1 | 0.40 |
| Calegory III. Tock mass of medium sound, clack spaces 0.3-0.3 m | 41.99 | 11.31 | 0.7 | 0.28 |

Ref.: China Electricity Council [31]

direct shear tests on cubic samples of concrete-rock, obtaining results for intact connection of the concrete-rock interface, with values of internal friction angle of 54.4° and cohesion of 2.97 MPa.

According to the results of these studies, a wide range of values is observed, varying between 27.5 and 68° for the internal friction angle; and between 0.06 MPa and 3 MPa for cohesion, confirming the high degree of uncertainty present in these parameters. In addition, it is observed that only a few studies present data that allow the calculation of statistical parameters.

The Chinese standard for hydroelectric power plant designs, China Electricity Council [31], presents reference values for friction angle and cohesion according to the classification of the foundation rock. The mean parameters and standard deviation are presented for three rock categories. Table 5 presents the summary of the reference values for each rock category. It can be observed that the reference values are within the same range of other presented studies. Besides the rock category, the Chinese standard appoints other parameters of the rock mass, such as the resistance and elastic modulus for classification.

The concrete block of the dam under study is set on siltstone, which is a sedimentary rock. The tests performed on rock samples during dam construction showed mean values of resistance to compression of 61.58 MPa; and elastic modulus of 31.77 GPa. Based on dam foundation mapping, a GSI (Geological Strength Index) of 65 was considered; and the elastic modulus of the mass of rock was estimated as 8.4 GPa. The analyses of the drilling samples and the surface mapping of the foundation indicated spacing between fractures varying from 0.1 to 1 meter.

Based on this information, on the previous studies and on the references values described in Table 5, the values φ_i (°) ~ N (41.99; 11.31) and c (kN/m²) ~ LN (700; 280) were considered for the concrete-rock connection interface, in the operation phase.

For the design phase scenarios, the same material parameters were considered, but using the same COV as for the operation phase, resulting in ϕ_i (°) ~ N (37; 9.99) and c (kN/m²) ~ LN (250; 100).

5.3.3 Coefficient of hydraulic inefficiency

The calculation of the uplift pressure acting on the concrete dam foundation, defined by deterministic design criteria, is usually based on Darcy's law, which predicts the linear reduction of downstream pressure to upstream pressure. When there is no drainage system at dam foundation, or when the drainage is inoperative, the upstream and downstream uplift pressures are equivalent to the



Figure 2

Piezometers installed in block n. 30 of the dam

respective water columns in the upstream and downstream reservoirs of the dam.

Table 6

Maximum annual values of k

| Year | Headwater (m) | Maximum pressure (m.w.c.) | k |
|------|------------------|---------------------------------|------|
| 2016 | 70.01 | 11.21 | 0.15 |
| 2015 | 70.01 | 14.34 | 0.19 |
| 2014 | 70.01 | 15.71 | 0.21 |
| 2013 | 70.04 | 13.51 | 0.18 |
| | | Mean | 0.18 |
| | | SD | 0.03 |
| | | COV | 0.15 |

When there is a drainage system acting on the dam foundation, the models may differ in the definition of drainage efficiency (E). According to USBR [24], the drainage efficiency is 0 < E < 0.66, while for USACE [32], drainage efficiency is 0 < E < 1. In formulations for the calculation of uplift pressure, instead of using hydraulic efficiency (E), the coefficient of hydraulic inefficiency (k) is normally used, which is given by:

$$k = 1 - E \tag{23}$$

Eletrobrás [28] adopts the following formulations for the calculation of the uplift pressure in the drainage line:

$$h_3 = k(h_1 - h_2) + h_2 \text{ for } (h_2 > h_4)$$
 (24)

$$h_3 = k(h_1 - h_4) + h_4$$
 for $(h_2 < h_4)$ (25)

Similar to the criteria established by USBR [24] for normal drainage

m.w.c.: meters of water column

Table 7

Values of (β), (P_f) and (α) for each failure mode and scenarios

| Cooperios | | D1 | D2 | 01 | O2 | D3 | D4 | O3 | 04 |
|-----------------|-----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| scenarios | | (des | ign) | (dam | built) | (des | sign) | (dam | built) |
| Headwater | h1(m) | 70 | 70 | 70 | 70 | 71.5 | 71.5 | 71.5 | 71.5 |
| Tailwater | h ₂ (m) | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 8.66 | 8.66 | 8.66 | 8.66 |
| | $\gamma_{\rm c}$ | 25.80 | 25.80 | 26.00 | 26.00 | 25.80 | 25.80 | 26.00 | 26.00 |
| | ϕ_i | 37.00 | 37.00 | 41.99 | 41.99 | 37.00 | 37.00 | 41.99 | 41.99 |
| Mean R.V. | С | 250 | 250 | 700 | 700 | 250 | 250 | 700 | 700 |
| | k | 0.33 | 0.89 | 0.18 | 0.89 | 0.33 | 0.99 | 0.18 | 0.99 |
| | i | - | - | - | - | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 0.50 |
| Sliding | SSF | 1.01 | 1.03 | - | - | 1.11 | 1.15 | - | - |
| | β_{FORM} | 1.81 | 1.35 | 3.42 | 3.17 | 1.48 | 0.88 | 3.15 | 2.82 |
| | P_{fFORM} | 3.50E-02 | 8.91E-02 | 3.15E-04 | 7.67E-04 | 6.92E-02 | 1.91E-01 | 8.15E-04 | 2.43E-03 |
| | β_{MC} | 1.87 | 1.40 | 3.47 | 3.23 | 1.55 | 0.91 | 3.24 | 2.89 |
| | P_{fMC} | 3.06E-02 | 8.13E-02 | 2.65E-04 | 6.11E-04 | 6.06E-02 | 1.80E-01 | 5.91E-04 | 1.90E-03 |
| α values | $\gamma_{\rm c}$ | 0.01 | 0.03 | 0.00 | 0.00 | 0.02 | 0.04 | 0.00 | 0.01 |
| | ϕ_i | 0.81 | 0.68 | 0.66 | 0.55 | 0.81 | 0.64 | 0.66 | 0.53 |
| | С | 0.17 | 0.24 | 0.34 | 0.45 | 0.17 | 0.23 | 0.34 | 0.46 |
| | k | 0.00 | 0.06 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 0.09 | 0.00 | 0.01 |
| | iu | - | - | - | - | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Overturning | OSF | 1.89 | 1.46 | - | - | 1.68 | 1.32 | - | - |
| | β_{FORM} | > 8 | 3.57 | > 8 | 6.28 | 7.28 | 2.82 | > 8 | 5.14 |
| | P_{fFORM} | < 6E-16 | 1.76E-04 | < 6E-16 | 1.67E-10 | 1.67E-13 | 2.43E-03 | < 6E-16 | 1.40E-07 |
| | β_{MC} | > 8 | 3.57 | > 8 | 6.27 | 7.30 | 2.78 | > 8 | 5.22 |
| _ | P_{fMC} | < 6E-16 | 1.79E-04 | < 6E-16 | 1.81E-10 | 1.47E-13 | 2.75E-03 | < 6E-16 | 8.78E-08 |
| α values | $\gamma_{\rm c}$ | 0.77 | 0.32 | 0.96 | 0.50 | 0.81 | 0.33 | 0.97 | 0.50 |
| | k | 0.23 | 0.68 | 0.04 | 0.50 | 0.19 | 0.67 | 0.03 | 0.48 |
| | i _u | - | - | - | - | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.02 |
| Flotation | FSF | 4.5 | 2.6 | - | - | 3.56 | 2.19 | - | - |
| | β_{FORM} | > 8 | 6.68 | > 8 | > 8 | > 8 | 5.81 | > 8 | > 8 |
| | P_{fFORM} | < 6E-16 | 1.18E-11 | < 6E-16 | < 6E-16 | < 6E-16 | 3.15E-09 | < 6E-16 | < 6E-16 |
| | β_{MC} | > 8 | 6.68 | > 8 | > 8 | > 8 | 5.85 | > 8 | > 8 |
| _ | P _{fMC} | < 6E-16 | 1.17E-11 | < 6E-16 | < 6E-16 | < 6E-16 | 2.50E-09 | < 6E-16 | < 6E-16 |
| α values | γ _c | 0.75 | 0.29 | 0.96 | 0.47 | 0.78 | 0.28 | 0.95 | 0.45 |
| | k | 0.25 | 0.71 | 0.04 | 0.53 | 0.22 | 0.72 | 0.04 | 0.54 |
| | i | - | - | - | - | 0.00 | 0.00 | 0.02 | 0.01 |

SSF (Sliding Safety Factor); OSF (Overturning Safety Factor); FSF (Flotation Safety Factor).

situations, Eletrobrás [28] adopts a coefficient of hydraulic inefficiency of 0.33. According to USBR [24], the value of k = 0.33 was established based on historical data.

Statistical parameters for coefficients of hydraulic inefficiency were based on Equation (24). Although $(h_2 < h_4)$ for the dam under study, there is a pumping system installed at the concrete-rock interface level, such that indeed $h_2 > h_4$.

The definition of the mean and standard deviation was based on the 4-year historic of monitored data of the uplift pressure, acting at the foundation of block n° 30. Eight piezometers were installed at the foundation of this block (Figure 2), and the PZC 01 piezometer was chosen for evaluation of k. The criterion of choice was based on the highest observed pressures, installation position and historical data consistency. The calculation methodology considered the maximum annual values of piezometric pressure for the water level of the normal reservoir (WL 70.00 m), obtaining the values presented in Table 6.

For the scenarios related to the operation phase of the dam, with operant drainage, based on the data presented in Table 8, the value k ~ N (0.18; 0.03) was defined. For the scenarios related to the operation phase, with inoperative drainage, k was adopted as corresponding to the limit established by the model for inoperative drainage (Equations (26) and (27)), but with the same COV calculated in Table 8.

$$k = \frac{(L - x_{d1})}{L}$$
 for interface with no cracks (26)

$$k = \frac{(L - x_{d1})}{(L - L_c)}$$
 for interface with cracks (27)

For the scenarios related to the dam design phase, the coefficients of hydraulic inefficiency were adopted according to Eletrobrás recommendations [28]. Considering the greater uncertainties in the design phase, the COV for these scenarios was defined as the mean of the coefficients of variation of the piezometers installed in the same block of the dam.

5.3.4 Coefficient of uplift pressure increment

Exceptional events of reservoir water level are rare and of short duration, and the response of the elevation of uplift pressure depends on how the discontinuities are influenced by the tensions induced by the dam-reservoir system [27]. Thus, in the absence of monitoring data during such events, which would allow understanding the actual behaviour, it is reasonable to consider that slow and sudden variations of the uplift pressure may occur.

Based on the above, an uplift pressure increment coefficient was defined as a random variable for exceptional cases of reservoir level, with uniform distribution on the interval [0,1], given by $i_{\mu} \sim U(0.5; 0.29)$.

5.4 Results

The results obtained by FORM and MCS in terms of reliability index (β) and conditional probability of failure (P_f), for each failure mode and scenario, are presented in Table 7. The sensitivity coefficients (α), for each random variable, are also presented. Figure 3 shows the comparison between the reliability indexes resulting

Table 8

Values of (β) e (P_i) conditional and unconditional for each failure mode and scenarios

| Soongries | | D1 | D2 | 01 | 02 | D3 | D4 | O3 | 04 | |
|-------------|--------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-------------|--|
| scenarios | | (des | sign) | (dam | built) | (des | sign) | (dam | (dam built) | |
| Headwater | h1(m) | 70 | 70 | 70 | 70 | 71.5 | 71.5 | 71.5 | 71.5 | |
| Tailwater | h ₂ (m) | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 0.96 | 8.66 | 8.66 | 8.66 | 8.66 | |
| | $\gamma_{\rm c}$ | 25.8 | 25.8 | 26 | 26 | 25.8 | 25.8 | 26 | 26 | |
| | ϕ_{i} | 37 | 37 | 41.99 | 41.99 | 37 | 37 | 41.99 | 41.99 | |
| Mean R.V. | С | 250 | 250 | 700 | 700 | 250 | 250 | 700 | 700 | |
| | k | 0.33 | 0.89 | 0.18 | 0.89 | 0.33 | 0.99 | 0.18 | 0.99 | |
| | iu | - | - | - | - | 1 | 1 | 0.5 | 0.5 | |
| Sliding | SSF | 1.01 | 1.03 | - | - | 1.11 | 1.15 | - | - | |
| С | β_{MC} | 1.87 | 1.4 | 3.47 | 3.23 | 1.55 | 0.91 | 3.24 | 2.89 | |
| | P_{fMC} | 3.06E-02 | 8.13E-02 | 2.65E-04 | 6.11E-04 | 6.06E-02 | 1.80E-01 | 5.91E-04 | 1.90E-03 | |
| | β_{MC} | 1.87 | 2.94 | 3.47 | 4.22 | 4.37 | 4.96 | 5.30 | 5.77 | |
| 0 | P_{fMC} | 3.06E-02 | 1.63E-03 | 2.65E-04 | 1.22E-05 | 6.06E-06 | 3.60E-07 | 5.91E-08 | 3.81E-09 | |
| Overturning | OSF | 1.89 | 1.46 | - | - | 1.68 | 1.32 | - | - | |
| C | β_{MC} | > 8 | 3.57 | > 8 | 6.27 | 7.3 | 2.78 | > 8 | 5.22 | |
| C | P_{fMC} | < 6E-16 | 1.79E-04 | < 6E-16 | 1.81E-10 | 1.47E-13 | 2.75E-03 | < 6E-16 | 8.78E-08 | |
| | β_{MC} | > 8 | 4.49 | > 8 | 6.85 | > 8 | 5.71 | > 8 | 7.27 | |
| 0 | P_{fMC} | < 6E-16 | 3.58E-06 | < 6E-16 | 3.63E-12 | < 6E-16 | 5.49E-09 | < 6E-16 | 1.76E-13 | |
| Flotation | FSF | 4.5 | 2.6 | - | - | 3.56 | 2.19 | - | - | |
| C | β_{MC} | > 8 | 6.68 | > 8 | > 8 | > 8 | 5.85 | > 8 | > 8 | |
| C | P_{fMC} | < 6E-16 | 1.17E-11 | < 6E-16 | < 6E-16 | < 6E-16 | 2.50E-09 | < 6E-16 | < 6E-16 | |
| | β_{MC} | > 8 | 7.23 | > 8 | > 8 | > 8 | 7.74 | > 8 | > 8 | |
| U | P_{fMC} | < 6E-16 | 2.33E-13 | < 6E-16 | < 6E-16 | < 6E-16 | 5.01E-15 | < 6E-16 | < 6E-16 | |

C conditional probability values; U unconditional probability values





Figure 3

Reliability index of scenarios related to the design and operation phase

from the scenarios related to the design phase and the operation phase. Table 8 shows the results of conditional and unconditional β and P₄, for each failure mode and scenario. Figures 4 to 6 present the comparison between the safety factors and the reliability indexes obtained for each failure mode, related to the scenarios of the design phase.

5.5 Summary and discussion of results

The results of reliability index and probability of failure, presented in Table 7, demonstrate very close values between the two methods used, FORM and MCS. This shows that the non-linearity of the limit state equation is small. For the overturning and floatation failure modes, in general, very low probabilities of failure are observed. The results presented as $\beta > 8$ and $P_f < 6 \times 10^{-16}$ are related to the computational representation of the standard Gaussian cumulative distribution function (Φ) and its inverse (Φ^{-1}). According to Beck and Ávila [33], these functions have no closed analytic form, and polynomial approximations are often employed. In the



SF_O ≥β_O-MC-Conditional ≥β_O-MC-Unconditinal

Figure 5

Safety factor and reliability index to overturning failure mode



 $\boxtimes SF_S \quad \boxtimes \beta_S\text{-}MC\text{-}Conditional \quad \boxtimes \beta_S\text{-}MC\text{-}Unconditional$

Figure 4

Safety factor and reliability index to sliding failure mode

StRAnD Mathematica version, from $\beta > 8$ instability occurs, so an operational safety limit is implemented, which corresponds to $\beta = 8$, for which Φ (-8) $\approx 6 \times 10^{-16}$.

In relation to the scenarios related to the design phases (D1, D2, D3 and D4) and operation (O1, O2, O3 and O4) of dam (Table 7, Figure 3), there are considerable increases in reliability indexes for all failure modes, demonstrating that the built concrete block is more reliable than the designed concrete block. This is a result of the updating of resistance (γ_c , ϕ , c) and loading (k, i_u) random variables.

The results demonstrate importance of specific data collection about the built structure, and its usage in the reliability assessment, in such a way as to reflect more accurately the reality of the constructed structure.

In Table 7, the influence of the random variables on the probabilities of failure can be verified, for each loading scenario and failure mode. For the sliding failure mode, the combined friction angle and cohesion contribution is greater than or equal to 87%, with 53% being the minimum contribution of the friction angle and 17% the minimum contribution of the cohesion, for all analyzed cases.



 \boxtimes SF_F $\boxtimes \beta_F$ -MC-Conditional $\boxtimes \beta_F$ -MC-Unconditional

Figure 6 Safety factor and reliability index to flotation failure mode

This result corroborates results obtained by García [4] and Westberg [11], demonstrating the relevance of these two parameters to the failure mode under analysis. This is also evident in the design criteria of Eletrobrás [28], which adopts larger partial safety coefficients for angle of friction and cohesion, predicting greater variability of these parameters.

For overturning and floatation failure modes, the influence of random variables on sensitivity is extremely similar. The occurrence of inversions of the sensitivities between the concrete specific weight and the coefficient of hydraulic inefficiency is observed, depending on the operation condition of foundation drainage; that is: for drainage in operation, the specific weight is more relevant; while for inoperative drainage, the coefficient of hydraulic inefficiency is more relevant. The influence of design and operation scenarios is also observed, demonstrating reduction of the sensitivity of coefficient of hydraulic inefficiency, and increase of the sensitivity of the specific weight for the operation phase scenarios. In all the evaluated cases, it is observed that the influence of the coefficient of uplift pressure increment is practically null, so this parameter can be disregarded as a random variable.

The results of β and conditional P_f shown in Table 7 show that the dominant failure mode is the sliding mode, with β_{MC} between 0.91 (P_{fMC} = 1.8 x 10⁻¹) for scenario D4 and 3.47 (P_{fMC} = 2.65 x 10⁻⁴) for scenario O1. For the overturning failure mode, we obtained β_{MC} from 2.78 (P_{fMC} = 2.65 x10⁻⁴); and for the flotation failure mode, β_{MC} from 5.85 (P_{fMC} = 2.50 x10⁻⁹). Note that even for conditional P_r , the flotation failure mode shows very low P_f . This result corroborates with manual guidelines such as USBR [24] and USACE [32], which do not recommend checking this failure mode.

Evaluating the unconditional probabilities presented in Table 8, for the exceptional flooding and inoperative drainage scenario, it is observed that P_f decreases considerably, showing values of P_f more adequate for the structure under analysis. Scenarios D1 and O1 are not affected by any of these events. For the sliding failure mode, β is between 1.87 (P_f = 3.06 x 10⁻²) for scenario D1 and 5.78 (P_f = 3.81 x 10⁻⁹) for scenario O4. For the overturning failure mode, β varies from 4.49 (P_f = 3.58 x10⁻⁶). For the flotation failure mode, β start at 7.23 (P_f = 2.33 x10⁻¹³).

As described, the sliding failure mode is dominant, presenting maximum unconditional failure probabilities corresponding to β of 1.87 (P_f = 3.06 x 10⁻²), for design scenario D1; and β of 3.47 (P_f = 2.65 x 10⁻⁴), for the operation scenario. Based on these values, the required safety is not reached when compared to the reliability indexes recommended by CEN [6], for high (β = 5.2/year), mean (β = 4.7/year) and low (β = 4.2/year) responsibility classes. The failure probabilities obtained, are also above the observed probability of occurrence of dam rupture worldwide (10-5), according to ICOLD [34].

Table 8 also shows the safety factors obtained according to Eletrobrás criteria [28], in relation to the conditional and unconditional probability values. Figure 4 illustrates the values obtained for design phase and sliding failure mode. It is possible to observe values of safety factors disproportionate to the reliability indexes, for conditional and unconditional probabilities. This issue is related to the partial safety factors employed, which are different for each loading condition, as shown in Table 1. Besides that, when comparing safety factors only with conditional probabilities, it can be verified that higher safety factors occur for smaller β . This demonstrates the influence of the sensitivity of parameters in P_f, which partial safety factors cannot adequately contemplate.

For the overturning and floating failure modes (Figure 5 and Figure 6), as in this case the safety factors are global, there is no disproportionality between the safety factors and the conditional probabilities. It is also important to observe the sensitivity of the probability of failure in relation to the safety factors, considering that small variations in these can imply very different failure probabilities.

The comparison of safety factors and reliability indexes obtained, with reference values of the literature, demonstrate that the safety factor required for the sliding failure mode does not meet the safety requirements, in terms of admissible probability of failure.

The use of safety factors to evaluate the safety of structures should be analyzed with caveats. In a study presented by ICOLD [7], for same safety factors, but with different coefficients of variation, variation in probabilities of failure were found of the order 10^{-5} , demonstrating the limitations of the safety factors regarding safety quantification.

6. Conclusions

The present paper presented a case study, involving evaluation of the structural reliability of an existing dam. The study was limited to failure modes of global balance loss of a dam block. Due to this limitation, it is not possible to infer about the global safety of the dam under analysis. The study should be complemented with the inclusion of stress analysis used to verify the safety of dams.

The case study showed importance of uncertainty quantification, both in the design phase and in the constructed dam. It was verified that the structural reliability provides an objective assessment of the safety of the structure or its reliability, complement of the probability of failure. The study corroborated previous results, illustrating the inexistence of proportionality between safety coefficients, usually adopted in design, and the evaluated probabilities of failure.

For the studied dam, the sliding failure mode was shown to be the dominant mode, i.e. the most probable, with the friction angle being the most influential random variable in this failure mode. The overturning and floatation failure modes had a significantly lower probability of occurrence than sliding. For the overturning and floatation failure modes, the random specific weight and coefficient of hydraulic inefficiency presented balanced contributions, with the possibility of inversion depending on the scenario.

The study showed that the reliability of the studied dam in the constructed condition is greater than in the designed condition. This increase in reliability resulted from measurements of the concrete specific weight and coefficient of hydraulic inefficiency taken during and after dam construction, as well as estimation of more adequate statistical parameters of friction angle and cohesion of the concrete-rock interface.

7. Acknowledgments

The authors of this paper thank Companhia Paranaense de Energia (COPEL) for the availability of resources and information and thank the University of São Paulo (USP), which through the

Postgraduate Program in Civil Engineering made possible the development of this study.

8. Bibliographic references

- [1] A. T. Beck, Confiabilidade e Segurança das Estruturas. Elsevier, 2019.
- [2] A. H.-S. Ang and W. H. Tang, Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Emphasis on Application to Civil and Environmental Engineering. Wiley, 2007.
- International Commission on Large Dams ICOLD, "Risk assessment in dam safety management. Bulletin 130." Paris, 2005.
- [4] L. Altarejos-García, I. Escuder-Bueno, A. Serrano-Lombillo, and M. G. de Membrillera-Ortuño, "Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis," *Struct. Saf.*, vol. 36, pp. 1–13, 2012.
- [5] R. E. Melchers and A. T. Beck, Structural reliability: analysis and prediction. 3rd Ed., John Wiley & Sons, 2018.
- [6] European Committe for Standartization CEN, "Basis of structural design. EN 1990." Brussels, Belgium, 2001.
- [7] International Commission on Large Dams ICOLD, "Rock foundations for dams. Bulletin 88." Paris, 1993.
- [8] Brasil. Lei nº 12.334 de setembro de 2010, "Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens e o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens." [Online]. Available: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ ato2007-2010/2010/lei/112334.htm.
- [9] B. Ellingwood and P. B. Tekie, "Fragility analysis of concrete gravity dams," J. Infrastruct. Syst., vol. 7, no. 2, pp. 41–48, 2001.
- [10] P. B. Tekie and B. R. Ellingwood, "Seismic fragility assessment of concrete gravity dams," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 32, no. 14, pp. 2221–2240, 2003.
- [11] M. Westberg, "Reliability-based evaluation of concrete dams," 2007.
- [12] F. Johansson, "Shear strength of unfilled and rough rock joints in sliding stability analyses of concrete dams," Royal Institute of Technology, 2009.
- [13] P. Royet, L. Peyras, J. P. Becue, and C. Carvajal, "Analytical review of gravity dam stability from novel French limit-state guidelines to a probabilistic assessment of structural safety," in 23rd International Congress on Large Dams (ICOLD 2009), Brasilia, Brazil, 2009.
- [14] L. Altarejos García, "Contribución a la estimación de la probabilidad de fallo de presas de hormigón en el contexto del análisis de riesgos." 2009.
- [15] C. Bernstone, M. Westberg, and J. Jeppsson, "Structural assessment of a concrete dam based on uplift pressure monitoring," *J. Geotech. geoenvironmental Eng.*, vol. 135, no. 1, pp. 133–142, 2009.
- [16] M. Westberg, "Reliability-based assessment of concrete dam stability," Lund University, 2010.
- [17] M. Westberg Wilde and F. Johansson, "System reliability of concrete dams with respect to foundation stability: application to a spillway," *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 139, no. 2, pp. 308–319, 2012.
- [18] H. Su, J. Hu, and Z. Wen, "Service life predicting of dam

systems with correlated failure modes," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 27, no. 3, pp. 252–269, 2011.

- [19] A. Morales-Torres, I. Escuder-Bueno, L. Altarejos-Garcl'\ia, and A. Serrano-Lombillo, "Building fragility curves of sliding failure of concrete gravity dams integrating natural and epistemic uncertainties," *Eng. Struct.*, vol. 125, pp. 227–235, 2016.
- [20] A. Krounis, "Sliding stability re-assessment of concrete dams with bonded concrete-rock interfaces," KTH Royal Institute of Technology, 2016.
- [21] A. Krounis, F. Johansson, J. Spross, and S. Larsson, "Influence of cohesive strength in probabilistic sliding stability reassessment of concrete dams," *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 143, no. 2, p. 4016094, 2016.
- [22] Y. Li, Y. Sun, B. Li, and Z. Xu, "Penalty function-based method for obtaining a reliability indicator of gravity dam stability," *Comput. Geotech.*, vol. 81, pp. 19–25, 2017.
- [23] Y. A. Fishman, "Stability of concrete retaining structures and their interface with rock foundations," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 46, no. 6, pp. 957–966, 2009.
- [24] U.S. Bureau of Reclamation USBR, "Design of Gravity Dams." 1976.
- [25] Electric Power Research Institute EPRI, "Uplift pressures, shear strengths, and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams." Denver, 1992.
- [26] U.S. Army Corps of Engineers USACE, "Evaluation and Comparison of Stability Analysis and Upplift Criteria for Concrete Gravity Dams by Three Fedral Agencies." 2000.
- [27] G. Ruggeri, R. Pellegrini, M. de Celix, M. Berntsen, P. Royet, V. Bettzieche, W. Amberg, A. Gustafsson, T. Morison, and A. Zenz, "Sliding stability of existing gravity dams—Final report," *ICOLD Eur. Club, Paris*, 2004.
- [28] Centrais Elétricas Brasileiras S.A. ELETROBRÁS, "Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas." Rio de Janeiro, 2003.
- [29] A. T. Beck, "StRAnD, Structural Reliability Analysis and Design, Manual do Usuário, Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos,." USP, 2008.
- [30] A. Krounis, F. Johansson, and S. Larsson, "Shear Strength of Partially Bonded Concrete--Rock Interfaces for Application in Dam Stability Analyses," *Rock Mech. Rock Eng.*, vol. 49, no. 7, pp. 2711–2722, 2016.
- [31] China Electricity Council, "The Standards Compilation of Water Power in China." 2000.
- [32] U. S. Army Corps of Engineers USACE, "Gravity Dam Design." 1995.
- [33] A. T. Beck and others, "Strategies for finding the design point under bounded random variables," *Struct. Saf.*, vol. 58, pp. 79–93, 2016.
- [34] International Commission on Large Dams ICOLD, "Dam Failures statistical analyses. Bulletin 99." 1995.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Reliability analysis of built concrete dam

Análise de confiabilidade de barragem de concreto construída

K. O. PIRES * kironipires@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-6972-0183

A. T. BECK b atbeck@sc.usp.br https://orcid.org/0000-0003-4127-5337

T. N. BITTENCOURT * tbitten@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6523-2687

M. M. FUTAI ª futai@usp.br https://orcid.org/0000-0002-4969-3085

Abstract

The conventional design of concrete gravity dams still follows the deterministic method, which does not directly quantify the effect of uncertainties on the safety of the structure. The theory of structural reliability allows the quantification of safety of these structures, from the quantification of the inherent uncertainties in resistance and loading parameters. This article illustrates application of structural reliability theory to the case study analysis of a built concrete gravity dam. Results show that reliability of the built structure is greater than that of the designed structure. The study compares reliability for design conditions, with the corresponding safety coefficients, illustrating a lack of linearity between safety coefficients and reliability. Furthermore, the study shows which are the failure modes and the design parameters with greater influence on dam safety.

Keywords: structural safety assessment, concrete dams, reliability analysis.

Resumo

O projeto convencional de barragens de gravidade de concreto ainda segue o método determinístico, que não quantifica diretamente o efeito das incertezas na segurança da estrutura. A teoria de confiabilidade estrutural permite a quantificação da segurança destas estruturas, a partir da quantificação das incertezas inerentes aos parâmetros de resistência e solicitação. Este artigo ilustra a aplicação da confiabilidade estrutural ao estudo de caso de uma barragem de gravidade de concreto construída. Os resultados obtidos mostram que a confiabilidade da estrutura construída é maior do que da estrutura projetada. O estudo compara a confiabilidade na condição de projeto com os coeficientes de segurança resultantes, ilustrando a falta de linearidade entre coeficientes de segurança e confiabilidade. O estudo mostra ainda quais são os modos de falha e parâmetros de projeto com maior influência na segurança da estrutura.

Palavras-chave: avaliação de segurança estrutural, barragens de concreto, análise de confiabilidade.

Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, São Paulo, SP, Brasil;
 Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil.

Received: 11 Sep 2017 • Accepted: 01 Jun 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introdução

Os procedimentos usuais de verificação da estabilidade global de barragens de concreto são baseados em métodos determinísticos e no uso de fatores de segurança. As simplificações usualmente empregadas para as definições dos carregamentos atuantes, parâmetros das resistências e dos modelos do comportamento mecânico, inserem incertezas nesses procedimentos de análise. Incertezas estão presentes ao longo de todo o ciclo de vida da estrutura, desde a concepção até o final da vida útil. Os riscos associados podem ser agravados pela execução inadequada de qualquer uma das fases de uma obra de engenharia (projeto, construção, operação e desativação). As incertezas também mudam ao longo do ciclo de vida, sendo maiores na fase de projeto. Em geral, as incertezas podem ser reduzidas após a construção e durante a operação, devido a coleta de dados reais e redução das incertezas de previsão.

As incertezas se originam em nosso conhecimento incompleto sobre a natureza dos sistemas de engenharia que projetamos e operamos, mas também na aleatoriedade natural dos processos envolvidos. As resistências de materiais e ações ambientais são inerentemente aleatórias e não podem ser descritas completamente de forma determinística [1]. Para quantificação dessas incertezas e avaliação dos seus efeitos sobre o desempenho e projeto de sistemas de engenharia, deve-se empregar adequadamente os conceitos e metodologias de probabilidade e estatística [2].

Incertezas implicam em risco, que é definido como produto da probabilidade de ocorrência do evento (P) e suas consequências (C), conforme a Equação (1). O risco relacionado à falha de barragens pode ser definido como a medida de probabilidade e severidade de um efeito adverso para vida, saúde, propriedade e meio ambiente. O risco pode ser estimado pela combinação de todos os cenários, considerando a probabilidade de ocorrência e respectivas consequências [3].

$$Risco = \sum P(ocorrência) \times C(consequências)$$
(1)

Conforme descrito pela Comissão Internacional de Grandes Barragens [3], a análise de risco pode ser empregada como uma ferramenta adequada no processo de gerenciamento de risco. A análise de risco de barragens requer identificação dos modos de falha potenciais e quantificação das probabilidades condicionais das respostas do sistema para diferentes solicitações.

A probabilidade de ocorrência do evento adverso é chamada, de forma genérica, de probabilidade de falha (P_f) [4], que pode ser obtida por meio de análise de confiabilidade estrutural. A análise de confiabilidade estrutural emprega métodos probabilísticos para avaliação de segurança de uma estrutura.

A análise da confiabilidade estrutural está relacionada com o cálculo e o prognóstico da probabilidade de falha de um sistema estrutural em qualquer estágio de sua vida útil [5]. Também pode ser utilizada para calibração de fatores de segurança parciais de critérios de projetos, conforme descrito pelo Comitê Europeu de Normalização [6].

Sistemas estruturais devem atender requisitos de segurança, os quais estão diretamente relacionados com os modos de falha estrutural, que são formulados em equações de projeto ou em termos de equações de estado limite. A avaliação da probabilidade de falha é baseada na função de performance do sistema estrutural. Dado um vetor X, que agrupa as variáveis aleatórias de resistência e de solicitação, uma equação de estado limite g(X) é escrita de forma a dividir o domínio de X em domínios de segurança (D_s) e de falha (D_i) :

$$D_{f} = \{X | g(X) \le 0\}$$

$$D_{s} = \{X | g(X) > 0\}$$
(2)

A probabilidade de falha (P,) pode ser calculada como a probabilidade de as variáveis do problema pertencerem ao domínio de falha:

$$P_f = P[g(\mathbf{X}) \le 0] = \int_{D_f} f_{\mathbf{X}}(x) \, dx$$
 (3)

onde $f_x(x)$ é a função conjunta de densidade de probabilidade das variáveis aleatórias do problema. Deste modo, o cálculo da probabilidade de falha constitui em avaliar uma integral multidimensional sobre o domínio de falha.

De acordo com Melchers e Beck [5], há três métodos para resolver essa integral multidimensional:

- integração direta: rara aplicação;
- integração numérica através da simulação de Monte Carlo (SMC);
- métodos de transformação: a integração é realizada por meio da transformação das variáveis aleatórias para o espaço normal padrão multi-variado, e através de aproximações do limite de integração (g(X) ≤ 0).

Neste trabalho empregam-se as técnicas de Simulação de Monte Carlo (SMC) e o método de transformação de primeira ordem ou FORM (*First Order Reliability Method*).

A resposta do problema é a probabilidade falha nominal P_f e o índice de confiabilidade (β), que pode ser definido como a distância mínima entre a equação de estado limite e a origem do espaço normal padrão, expresso em unidades de desvio padrão. Para avaliação da segurança de uma estrutura, pode-se comparar o índice de confiabilidade (β) obtido conforme descrito anteriormente com o índice de confiabilidade alvo (β T), que está relacionado com o estado limite e as consequências.

O Comitê Europeu de Normatização [6] recomenda índices de confiabilidade (β) conforme a classe de consequência da estrutura, no entanto, essa norma não está relacionada com barragens. O documento define três classes de consequências e os respectivos índices de confiabilidade (β), classe alta (β = 5,2/ano), classe média (β = 4,7/ano) e classe baixa (β = 4,2/ano). A classificação considera as consequências de perdas de vidas humanas, econômicas e ambientais para estruturas convencionais (edificações, etc.).

No que tange à segurança estrutural, também é importante avaliar os fatores de segurança utilizados em projeto para contornar a existência de incertezas, resultando em estruturas seguras. Fatores de segurança têm sido determinados empiricamente para diferentes aplicações e tipos de materiais, e seus valores incorporados a critérios de projeto em todo o mundo. O argumento é que o projeto em conformidade com esses critérios resultaria suficientemente seguro, mas infelizmente isso nem sempre é verdade. Primeiramente, porque o valor do fator de segurança será diferente, dependendo do modelo matemático usado e das definições associadas ao fator de segurança. Além disso, um determinado fator de segurança retorna diferentes valores de probabilidade de falha, em função das incertezas nos dados de entrada, tais como: coeficiente de variação, número de ensaios, qualidade das investigações, medidas in loco, etc. Portanto, a segurança estrutural obtida por meio de fatores de segurança pode variar dentro de uma larga faixa de valores, em termos de probabilidade de falha [7].

No Brasil, a promulgação da Lei de Segurança de Barragens nº 12.334/2010 [8], que reflete a demanda da sociedade pela garantia de maior nível de segurança, resulta na necessidade da reavaliação da segurança das barragens enquadradas nessa legislação, conforme prazos e periodicidades estabelecidos em regulamentos complementares. Essas reavaliações de segurança podem ser baseadas em conceitos de confiabilidade estrutural.

O uso dos métodos de confiabilidade estrutural para barragens de concreto não é difundido, mas se verifica o desenvolvimento de várias pesquisas nesta área, incluindo as pesquisas realizadas por Ellingwood e Tekie [9], Tekie e Ellingwood [10], Westberg [11], Johansson [12], Royet *et al.* [13], García [14], Bernstone [15], Westberg [16], García *et al.* [4], Westberg e Johansson [17], Su *et al.* [18], Torres *et al.* [19], Krounis [20], Krounis *et al.* [21] e Li *et al.* [22]. No entanto, nenhuma dessas pesquisas aborda a atualização da confiabilidade da barragem construída em relação à barragem projetada.

Tendo em vista o exposto, o objetivo deste trabalho é demonstrar o emprego da análise de confiabilidade estrutural para avaliação da probabilidade de falha de barragens de concreto construídas, em comparação com as verificações de segurança tradicionalmente adotadas. Adicionalmente, busca-se avaliar os fatores de segurança estabelecidos nos critérios de projetos adotados no Brasil para verificação de segurança de barragens de concreto.

2. Modos de falha global de barragens de concreto

As análises de confiabilidade estrutural requerem a definição das funções de estado limite, que por sua vez devem descrever matematicamente os modos de falha relevantes da estrutura em análise. As barragens de concreto podem falhar na fundação, na interface entre o concreto e a fundação e no concreto. Os critérios de análise de estabilidade tradicionais usam análises de equilíbrio convencionais e teorias de estado limite. As análises usuais empregam modelos em duas dimensões, desprezando-se os efeitos tridimensionais. A estabilidade é verificada para os modos de falha relacionados ao deslizamento, tombamento e tensão excessiva no concreto e na fundação.

Em geral, a ocorrência de tensão excessiva não é um modo de falha global. O esmagamento ou fissuração local não leva necessariamente para falha global e o mecanismo de falha não poderá ser tensão excessiva, mas falha por deslizamento ou tombamento. Em vez disso, tensão excessiva está relacionada ao estado limite de serviço. No entanto, a ocorrência de tensão excessiva pode ser a causa e fator de início que leva a uma falha global e deve ser analisada [16]. Isso pode ser verificado pelo modelo de análise de modos de falha combinados apresentado por Fishman [23]. Mais detalhes sobre essa questão também podem ser encontrados em Westberg e Johansson [17].

As premissas básicas de critérios de projeto assumem que a barragem está completamente ligada à rocha de fundação ao longo do contato; a fundação deve resistir aos carregamentos com tensões aceitáveis; o concreto da barragem é homogêneo, isotrópico e elástico-linear; que juntas de contração podem transferir carga se forem solidarizadas, caso contrário, todo o carregamento é transferido para fundação; as tensões horizontais e verticais variam linearmente da face de montante para face jusante; e as tensões de cisalhamento horizontal têm uma variação parabólica da face de montante para face de jusante [24].

Existem diferentes metodologias para definição dos parâmetros de análise e verificação de modos de falha, como descrito nos estudos realizados por EPRI [25], USACE [26], Ruggeri *et al* [27] e Johansson [12].

No Brasil, adota-se como referência para projetos de barragens de concreto, o documento denominado Critérios de Projeto Civis de Usinas Hidrelétricas, elaborado pela Centrais Elétricas Brasileiras S.A. (ELETROBRÁS), publicado no ano de 2003. De acordo com esse guia, a estabilidade global de barragens de concreto deve ser verificada para os modos de falha relacionados ao deslizamento, tombamento, flutuação e tensão excessiva no concreto e na fundação. As análises desenvolvidas neste trabalho consideram condições de carregamento normal, excepcional e limite, limitando-se a região da interface entre o concreto e a fundação, e aos modos de falha global relacionados ao deslizamento, tombamento e flutuação.

O guia da Eletrobrás [28] define quatro condições de carregamento: condições de carregamento normal, excepcional, limite e de construção. A condição de carregamento normal (CCN) corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção de rotina da obra, em condições hidrológicas normais. A condição de carregamento excepcional (CCE) corresponde a uma situação de combinação de ações com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de somente uma ação excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc. com as ações correspondentes a condição de carregamento normal. A condição de carregamento limite (CCL) corresponde a uma situação de combinação de ações com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de mais de uma ação excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc. com as ações correspondentes a condição de carregamento normal. A condição de carregamento de construção (CCC) corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a execução da obra. Podem ser devidas a carregamentos de equipamentos de construção, a estruturas executadas apenas parcialmente, carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes, e quaisquer outras condições semelhantes, e ocorrem durante períodos curtos em relação à sua vida útil.

2.1 Deslizamento

A estabilidade ao deslizamento é verificada por meio da análise das tensões de cisalhamento atuantes e resistentes na superfície potencial de ruptura. As tensões de cisalhamento atuantes dependem

do somatório das forças paralelas a superfície em análise. Para as tensões de cisalhamento resistentes, emprega-se o critério de falha de Mohr-Coulomb, onde a máxima tensão tangencial resistente (τ) para cada ponto da superfície de deslizamento é descrita pela expressão:

$$\tau \le c + \sigma_n tan\phi \tag{4}$$

Sendo c a coesão σ_n a tensão normal efetiva para superfície de deslizamento e ϕ o ângulo de atrito. A partir da integral da coesão e tensões normais ao longo da superfície em análise, a força resistente (R) ao cisalhamento pode ser obtida:

$$R = \sum N tan\phi + cA \tag{5}$$

O emprego do critério de Mohr-Coulomb permite determinar uma envoltória de resistências para um material que é baseada nos parâmetros de atrito e de coesão para diferentes níveis de pares de tensão normal (σ) e cisalhante (τ) de ruptura. Essa envoltória é obtida a partir de ensaios de laboratório e/ou de campo, obtendo--se as tensões cisalhantes de ruptura para diferentes níveis de tensões normais.

Os critérios de projeto da Eletrobrás [28] estabelece a seguinte formulação para verificação da segurança ao deslizamento em planos de interface concreto-rocha:

$$FSD = \frac{\sum R}{\sum T} = \frac{\frac{\sum Ntan\phi}{fsd\phi} + \frac{\sum cA}{fsdc}}{\sum T} \ge 1$$
(6)

onde, $\sum R$ é o somatório de forças horizontais resistentes; $\sum T$ é o somatório de forças horizontais atuantes; $\sum N$ é o somatório das forças normais efetivas à superfície de escorregamento em análise; ϕ é o ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise; c é a coesão característica ao longo da superfície de escorregamento; A é a área efetiva (comprimida) de contato da estrutura no plano em análise; fsd ϕ e fsdc são os fatores de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e à coesão, respectivamente; e FSD é o fator de segurança ao deslizamento total (considera as parcelas de resistência de atrito e de coesão). Tendo em vista o emprego dos fatores de redução de resistência para o ângulo de atrito (fsd ϕ) e coesão (fsdc), o fator de segurança total deve ser maior ou igual a 1. Caso seja admitida a ruptura de cisalhamento em determinado trecho da superfície em análise, a resistência de coesão deve ser considerada igual a 0 (c=0), e o

Tabela 1

Valores mínimos de fatores de segurança

ângulo de atrito igual à condição residual. A Tabela 1 apresenta os fatores de segurança para avaliação da segurança ao deslizamento. A equação (6) é similar à expressão de verificação de segurança ao deslizamento adotada pelo U.S. Bureau of Reclamation [24], cujo método "*shear-friction factor of safety*" retorna o fator de segurança global ao deslizamento, ou seja, não introduz fatores de segurança parciais.

2.2 Tombamento

A estabilidade ao tombamento é verificada por meio da análise da relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação [28], conforme a equação:

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t}$$
(7)

onde, FST é o fator de segurança ao tombamento; ΣM_e é o somatório dos momentos estabilizantes atuantes sobre a estrutura, consideradas como tal, o peso próprio da estrutura, as cargas permanentes mínimas e o peso próprio dos equipamentos permanentes, se instalados; e ΣM_t é o somatório dos momentos de tombamento, devido a atuação de cargas desestabilizantes, tais como, pressão hidrostática, subpressão, empuxos de terra, etc. Deverão ser desprezados os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação. A Tabela 1 apresenta os fatores de segurança para avaliação da segurança ao tombamento.

2.3 Flutuação

A estabilidade à flutuação é verificada por meio da análise da relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão para a superfície potencial de ruptura [28], conforme a equação:

$$FSF = \frac{\Delta V}{\Sigma U}$$
(8)

onde, FSF é o fator de segurança à flutuação; ΣV é o somatório das forças gravitacionais; e ΣU é o somatório das forças de subpressão. Considera-se para o cálculo a região delimitada em blocos, desprezando-se quaisquer contribuições favoráveis devidas à coesão e ao atrito entre blocos ou entre a estrutura e a fundação.

| | Condições de carregamento | | | | | | |
|---|---------------------------|-----------|-----------|-----------|--|--|--|
| Falor de segurariça | CCN | CCE | CCL | CCC | | | |
| f _{sdc} | 3,0 (4,0) | 1,5 (2,0) | 1,3 (2,0) | 2,0 (2,5) | | | |
| f _{sclp} | 1,5 (2,0) | 1,1 (1,3) | 1,1 (1,3) | 1,3 (1,5) | | | |
| Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD-total) | ≥ 1 | ≥ 1 | ≥ 1 | ≥ 1 | | | |
| Fator de Segurança ao Tombamento (FST) | 1,5 | 1,2 | 1,1 | 1,3 | | | |
| Fator de Segurança à Flutuação (FSF) | 1,3 | 1,1 | 1,1 | 1,2 | | | |

Fonte: Eletrobrás [28];

fsdc fator de redução da resistência à coesão; f_{erte} fator de redução da resistência ao atrito;

Os fatores de redução entre parênteses devem ser adotados quando o conhecimento dos materiais é precário.

A Tabela 1 apresenta os fatores de segurança para avaliação da segurança à flutuação.

3. Métodos de confiabilidade estrutural

Para resolver o problema de confiabilidade estrutural, neste trabalho empregam-se o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) e a Simulação de Monte Carlo (SMC). Para isso, foi utilizado o programa computacional StRAnD (*Structural Risk Analysis and Design*), desenvolvido pela Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo [29]. Na Simulação de Monte Carlo foi utiliza a técnica de amostragem por importância utilizando pontos de projeto.

Os métodos de transformação envolvem transformação das variáveis aleatórias do problema para o espaço normal padrão, a busca pelo ponto de projeto neste espaço, e aproximações de G(X) no ponto de projeto. O ponto de projeto é encontrado a partir da solução de um problema de programação matemática, já que no espaço normal padrão, o ponto de projeto é o ponto sobre a equação de estado limite mais próximo da origem. O ponto de projeto também é o ponto mais provável (moda) do domínio de falha. A distância (mínima) entre o ponto de projeto e a origem do espaço normal padrão é o chamado índice de confiabilidade (β). O método de primeira ordem (FORM) envolve uma aproximação do domínio de integração por um hiperplano [5], de forma que:

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{9}$$

sendo β o índice de confiabilidade e Φ a distribuição cumulativa normal padrão multi-variada.

A Simulação de Monte Carlo (SMC) permite a solução de problemas com qualquer número de variáveis aleatórias e/ou grande complexidade de modelo, resolvendo-se com a mesma facilidade problemas com poucas ou muitas variáveis, e problemas lineares e não-lineares [1]. São obtidas amostras (realizações) das variáveis aleatórias do problema, e a probabilidade de falha é estimada como:

$$\widehat{P_f} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} I[X_i] = \frac{N_f}{N}$$
(10)

onde $\widehat{P_f}$ é a estimativa da probabilidade de falha, I[] é função indicadora, X_i é o vetor que representa a variável aleatória, N_f é o número de pontos no domínio de falha e N é número de realizações. O número de realizações deve ser grande o suficiente para obter a probabilidade falha com erro estatístico pequeno.

A Equação (10) está baseada em uma amostra de tamanho finito e está sujeita a um erro estatístico que corresponde à variância I[X]. A variância de $\widehat{P_f}$ corresponde ao erro estatístico da simulação e depende da ordem de grandeza da probabilidade de falha exata $P_{f'}$. Quanto menor a probabilidade de falha, maior o número de simulações necessárias para se obter uma mesma variância.

A partir da Equação (11), o coeficiente de variação (COV) da P_f pode ser obtido. Observa-se que a avaliação de uma probabilidade de falha da ordem de 10^{-p} com COV $\leq 10\%$ requer aproximadamente 10^{p+2} , tornando-se frequentemente proibitivo o número de simulações para probabilidades de falha baixa [5].

$$COV_{P_f} \approx \frac{1}{\sqrt{NP_f}}$$
 (11)

Para reduzir o número de simulações necessárias, utilizam-se técnicas de redução de variância. Neste trabalho, emprega-se a técnica de amostragem por importância utilizando pontos de projeto. Essa técnica desloca os pontos de amostragem para o domínio de falha a partir da informação das coordenadas do ponto de projeto. Os pontos de projeto são obtidos a partir do cálculo do índice confiabilidade (β). Informações detalhadas sobre os métodos de confiabilidade estrutural descritos podem ser obtidos em Melchers [5].

4. Equações de estado limite

Tendo em vista os modos de falha descritos anteriormente, as condições de carregamento e as características do conjunto barragem-fundação da estrutura em estudo, a seguir são apresentadas as formulações das equações de estado limite.

A função de estado limite para o deslizamento ao longo da superfície em análise é definida pelas Equações:

$$G_1 = T_R - T_S \tag{12}$$

$$G_1 = N tan\phi_i + cA - T_S$$
⁽¹³⁾

onde, T_R é o somatório das forças resistentes na superfície de escorregamento, T_S é o somatório das forças atuantes paralelas à superfície de escorregamento, N' é o somatório das forças normais à superfície de escorregamento, ϕ_i é ângulo de atrito interno da interface concreto-rocha, c é a coesão da interface concreto-rocha, e A é área efetiva comprimida. Expandindo a Equação (13), tem-se:

$$G_1 = (V_c \gamma_c + W_{w1} - U - U_c + W_{w2}) tan\phi_i + cA' - T_S$$
(14)

sendo γ_c o peso específico do concreto, V_c o volume de concreto, W_{w1} o peso de água a montante, U é o somatório das forças de subpressão atuantes, U_c é a subpressão atuante na abertura de fissura quando houver, e W_{w2} é o peso de água a jusante. U é obtido conforme a Equação:

$$U = \left(\frac{x_{d1}(h_1 + h_3)}{2} + \frac{x_{d2}(h_3 + h_2)}{2}\right)\gamma_w$$
(15)

onde, x_{d1} é a distância entre os drenos e o paramento de montante ou final da fissura quando houver, x_{d2} é a distância entre os drenos e o paramento de jusante, h_1 corresponde a altura de água a monte, h_2 corresponde a altura de água a jusante, h_3 corresponde a altura de água equivalente a subpressão na linha de drenagem, e γ_w é peso específico da água. h_3 é obtido pelas Equações:

$$h_3 = k(h_1 - h_4) + h_4$$
 para nível normal do reservatório (16)

$$h_3 = k[(h_1 + i_u h_{y1}) - h_4] + h_4$$
 para nível máximo do reservatório (17)

onde, k é o coeficiente de ineficiência hidráulica, h₄ corresponde a altura da galeria de drenagem em relação a interface concreto-rocha, i_u é o coeficiente de incremento de subpressão, e h_{y1} é a diferença de altura entre o nível máximo e o nível normal do reservatório.

A função de estado limite para o modo de falha ao tombamento em relação ao ponto mais extremo a jusante da superfície em análise é definida pelas Equações:

$$G_2 = M_R - M_S \tag{18}$$

$$G_2 = \left(M_{W_{w1}} + M_{W_c} + M_{W_{w2}} + M_{H_2}\right) - \left(M_U + M_{U_c} + M_{H_1}\right)$$
(19)

onde, MR corresponde ao somatório dos momentos resistentes e MS é o somatório dos momentos solicitantes favoráveis ao tombamento, e os índices W_{w1} , W_c , W_{w2} , H_2 , U, U_c, H_1 , correspondem respectivamente ao momentos relacionados ao peso de água a montante, peso do concreto da barragem, peso de água a jusante, empuxo hidrostático a jusante, subpressão, subpressão atuante na abertura de fissura quando houver, e empuxo hidrostático a montante. Expandindo a Equação (19), tem-se:

$$G_{2} = (W_{w1}l_{w1}) + (W_{c}l_{w_{c}}) + (W_{w2}l_{w2}) + \left(\frac{h_{2}^{3}}{6}\gamma_{w}\right) - \left[\frac{x_{d1}^{2}}{6}(h_{3} + 2h_{1}) + \frac{x_{d1}x_{d2}}{2}(h_{1} + h_{3}) + \frac{x_{d2}^{2}}{6}(h_{2} + 2h_{3})\right]\gamma_{w}$$
(20)
$$-(h_{1}L_{c}\gamma_{w}l_{c}) - \left(\frac{h_{1}^{3}}{6}\gamma_{w}\right)$$

onde, I_{w_1} é a distância horizontal entre o centro de massa de água a montante e o paramento de jusante na superfície de referência, I_{w_c}) é a distância horizontal entre o centro de massa do concreto da barragem e o paramento de jusante na superfície de referência, I_{w_2} é a distância horizontal entre o centro de massa de água a jusante e o paramento de jusante na superfície de referência, L_c é o comprimento da fissura quando houver, I_c é a distância horizontal entre do centro da fissura e o paramento de jusante na superfície de referência. A função de estado limite para modo de falha à flutuação em relação a superfície em análise é definida pela expressão:

$$G_3 = N - U \tag{21}$$

$$G_3 = W_c + W_{w1} + W_{w2} - U - U_c$$
⁽²²⁾

onde, N é a o somatório das forças gravitacionais e U é o somatório das forças de subpressão atuantes.

5. Estudo de caso

5.1 Descrição da barragem

A barragem em estudo é constituída de concreto compactado com rolo do tipo gravidade, possui altura máxima de 82,5 m e comprimento na crista de 746 m. As juntas de contração foram espaçadas no máximo a cada 20 metros, totalizando 41 blocos de concreto. O paramento de montante é vertical e o de jusante possui inclinação de 0,775:1 (H:V). A crista da barragem possui 7,50 m de largura.

A barragem possui duas galerias de drenagem com linha de drenos situada a 5,85 m da face de montante, com o objetivo de alívio de subpressões na interface concreto-rocha de fundação e pressões intersticiais do maciço de concreto.

O vertedouro foi dimensionado para a cheia decamilenar afluente,



Figura 1

Geometria da seção transversal do bloco nº 30 da barragem

Tabela 2

Fatores de segurança obtidos e requeridos

| Vorificação do conversos | | Condições de carregamento | | | | | | |
|------------------------------------|------------------|---------------------------|------|------|------|--|--|--|
| venincação de segurariça | _ | CCN | CCE1 | CCE2 | CCL | | | |
| | f _{sdc} | 3,0 | 2,0 | 2,0 | 1,3 | | | |
| Fator de Segurança ao Deslizamento | $f_{sd\phi}$ | 1,5 | 1,3 | 1,3 | 1,1 | | | |
| (FSD) | Requerido | ≥ 1 | ≥ 1 | ≥ 1 | ≥ 1 | | | |
| | Obtido | 1,01 | 1,04 | 1,11 | 1,15 | | | |
| Fator de Segurança ao Tombamento | Requerido | 1,5 | 1,2 | 1,2 | 1,1 | | | |
| (FST) | Obtido | 1,89 | 1,68 | 1,46 | 1,32 | | | |
| Fator de Segurança à Flutuação | Requerido | 1,3 | 1,1 | 1,1 | 1,1 | | | |
| (FSF) | Obtido | 4,5 | 3,56 | 2,6 | 2,19 | | | |

que prevê o amortecimento da vazão afluente no reservatório com uma sobrelevação máxima de 1,5 metro, correspondente ao nível de água máximo do reservatório na elevação 71,5 m em relação a fundação da barragem.

Para realização deste estudo, adotou-se o bloco nº 30 da barragem, que apresenta menor fator de segurança. Esse bloco está localizado na margem esquerda, possui altura máxima de 72,5 m e dimensões na base de 20 m por 54,87 m, que está assentada sobre rocha sedimenta, classificada como siltito (Figura 1). A referência das elevações corresponde ao plano da fundação da barragem.

Na fase de projeto, para dimensionamento da estrutura em questão foram adotados os seguintes parâmetros:

peso específico do concreto (γ_c): 25,8 kN/m³;

ângulo de atrito interno (φ): 37°;

coesão (c): 250 kN/m².

As verificações de estabilidade global foram realizadas de acordo com os critérios de projeto da Eletrobrás [28].

5.2 Delimitação das análises

Este trabalho se delimita às verificações de estabilidade para

Tabela 3

Cenários de combinações de carregamentos e resistências

condição de carregamento normal (CCN), condições de carregamento excepcional (CCE) e condições de carregamento limite (CCL), avaliando-se somente os modos de falha ao deslizamento, tombamento e a flutuação. A CCN considera a estrutura submetida aos carregamentos referentes ao nível de água do reservatório normal (NA 70 m) e subpressão com drenagem operante. A CCE1 considera a estrutura submetida aos carregamentos referentes ao nível de água do reservatório normal (NA 70 m) e subpressão com drenagem inoperante. A CCE2 considera a estrutura submetida aos carregamentos referentes ao nível de água do reservatório máximo (NA 71,5 m) e subpressão com drenagem operante. A CCL considera a estrutura submetida aos carregamentos referentes ao nível de água do reservatório máximo (NA 71,5 m) e subpressão com drenagem inoperante. As análises não consideraram os carregamentos devido a eventos de sismo.

O nível de água do reservatório na elevação máxima corresponde a uma coluna de água de 71,5 m a montante (h_1) e 8,66 m a jusante (h_2) da barragem. O nível de água do reservatório na elevação normal corresponde a uma coluna de água de 70 m a montante e 0,96 m a jusante da barragem. Dessa forma, na Tabela 2 são apresentados os fatores de segurança obtidos pelas verificações na fase de projeto.

| Combinação | Condiçãos do | h | h. | 1 | | Média das variáveis aleatórias | | | | | |
|------------------------------------|--------------|------|------|------|--------------|--------------------------------|--------------|------|----------------|--|--|
| de carregamentos e resistências | carregamento | (m) | (m) | (m) | ر (kN/m³) | ¢i (°) | c (kN/m²) | k | i _u | | |
| D1 | CCN | 70 | 0,96 | - | 25,80 | 37,00 | 250 | 0,33 | - | | |
| D2 | CCE1 | 70 | 0,96 | - | 25,80 | 37,00 | 250 | 0,89 | - | | |
| D3 | CCE2 | 71,5 | 8,66 | 5,55 | 25,80 | 37,00 | 250 | 0,33 | 1,00 | | |
| D4 | CCL | 71,5 | 8,66 | 5,55 | 25,80 | 37,00 | 250 | 0,99 | 1,00 | | |
| 01 | CCN* | 70 | 0,96 | - | 26,00 | 41,99 | 700 | 0,18 | - | | |
| O2 | CCE1* | 70 | 0,96 | - | 26,00 | 41,99 | 700 | 0,89 | - | | |
| O3 | CCE2* | 71,5 | 8,66 | 5,55 | 26,00 | 41,99 | 700 | 0,18 | 0,50 | | |
| O4 | CCL* | 71,5 | 8,66 | 5,55 | 26,00 | 41,99 | 700 | 0,99 | 0,50 | | |

* Condição de carregamento ajustada conforme dados obtidos na fase de operação;

D1, D2, D3 e D4 são cenários da fase de projeto; O1, O2, O3 e O4 são cenários da fase de operação;

h, coluna de água a montante da barragem;

 h_2 coluna de água a jusante da barragem;

L² comprimento de fissura na interface concreto-rocha;

 $\gamma_{\rm c}$ peso específico do concreto;

 ^ˆangulo de atrito interno;

c coesão do contato concreto-rocha; k coeficiente de ineficiência hidráulica;

i, coeficiente de incremento de subpressão

Tabela 4

Resumo das variáveis aleatórias

| Variáveis aleatórias (V.A.) | Unidade | Distribuição | Média | SD | COV (%) |
|--|---------|----------------|-------|--------|-------------------------|
| Peso específico do concreto (γ _c) ^α | kN/m³ | Normal | 25,80 | 1,29 | 5 h, D1-4 |
| Peso específico do concreto (y _c) ^b | kN/m³ | Normal | 26,00 | 0,94 | 3,62 01-4 |
| Ângulo de atrito interno (執) ª | 0 | Normal | 37 | 9,99 | 27 ^{i, D1-4} |
| Ângulo de atrito interno (♠) ° | 0 | Normal | 41,99 | 11,34 | 27 ^{O1-4} |
| Coesão do contato concreto-rocha (c) ª | kN/m² | Lognormal | 250 | 100,00 | 40 ^{i, D1-4} |
| Coesão do contato concreto-rocha (c) ° | kN/m² | Lognormal | 700 | 280,00 | 40 01-4 |
| Coeficiente de ineficiência hidráulica (k) d | - | Normal | 0,18 | 0,03 | 15 ^{01,03} |
| Coeficiente de ineficiência hidráulica (k) ° | - | Normal | 0,33 | 0,10 | 30 ^{j, D1, D3} |
| Coeficiente de ineficiência hidráulica (k) ° | - | Normal | 0,89 | 0,13 | 15 ^{k, O2} |
| Coeficiente de ineficiência hidráulica (k) ^e | - | Normal | 0,89 | 0,27 | 30 ^{j, D2} |
| Coeficiente de ineficiência hidráulica (k) ^e | - | Normal | 0,99 | 0,15 | 15 ^{k, O4} |
| Coeficiente de ineficiência hidráulica (k) ^e | - | Normal | 0,99 | 0,30 | 30 ^{j, D4} |
| Coeficiente de incremento de subpressão (i _u) ^f | - | Uniforme | 0,5 | 0,29 | 58 ^{O3, O4} |
| Coeficiente de incremento de subpressão (i _u) ^g | - | Determinístico | 1 | - | _ D3, D4 |

baseado nos parâmetros definidos no projeto;

^b baseado na medição de amostras de testemunhos extraídos do concreto da barragem;
 ^c de acordo com China Electricity Council [31];
 ^d baseado na medição do piezômetro PZCO1 durante o período de 4 anos;
 ^e baseado nos parâmetros definidos no projeto e subpressão teórica;

f assumido:

assumido com valor determinístico 1;

baseado na medição de corpos de prova realizada durante a execução da obra;
 assumido o mesmo COV descrito no China Electricity Council [31];

¹ baseado na medição de outros de piezômetros instalados no bloco 30 da fundação da barragem;

^k assumido o mesmo COV do piezômetro PZC01; ^{01-4,01,02,03 E 04} cenários da fase de operação;

D1-4, D1, D2, D3 E D4 cenários da fase de projeto.

Essas verificações foram calculadas com relação ao plano da interface concreto-rocha, avaliando-se todas os carregamentos envolvidos, que neste caso são: peso próprio, subpressões e pressões hidrostáticas.

Salienta-se que os fatores de segurança obtidos na Tabela 2 correspondem às combinações de cálculo determinísticas, as quais não consideram a variabilidade dos parâmetros de entrada.

Para avaliação da probabilidade de falha da barragem de concreto na fase operação, em comparação com as verificações de segurança realizadas na fase da elaboração do projeto, definiu-se oito cenários de combinações de carregamentos e resistências, sendo quatro com base nos parâmetros de projeto e quatro com base em dados da barragem obtidos na fase de operação ou pesquisa de parâmetros estatísticos adequados. Na Tabela 3 são apresentados os cenários de combinações de carregamentos e resistências e os parâmetros empregados.

Tendo em vista que as condições de carregamento excepcional e limite estão relacionadas a ocorrência de eventos com probabilidades de ocorrência baixas, faz-se necessária a avaliação da probabilidade de falha incondicional para cada modo de falha nessas condições de carregamentos. Os eventos considerados são o nível máximo no reservatório e a drenagem inoperante dos drenos de fundação. As probabilidades de falha calculadas nessas condições correspondem as probabilidades condicionais ao carregamento. Como os eventos envolvidos são considerados independentes, o cálculo da probabilidade incondicional consiste na

Tabela 5

Parâmetros de ângulo de atrito e coesão de interface concreto-rocha

| | Ângulo (distribu | de atrito ıição N) | Coesão (distribuição LN) | |
|--|---------------------|-----------------------|-----------------------------|-------------|
| Calegoria da rocha | Média (°) | SD (°) | Média (MPa) | SD (MPa) |
| Categoria I: rocha sã e densa com | 56,31 | 16,70 | 1,5 | 0,54 |
| espaçamento entre fraturas maior que 1 metro | 52,43 | 14,57 | 1,3 | 0,47 |
| Categoria II: rocha pouco alterada com | 52,43 | 14,57 | 1,3 | 0,47 |
| espaçamento entre fraturas entre 0,5 e 1 metro | 47,73 | 11,86 | 1,1 | 0,40 |
| Categoria III: rocha de alteração média com | 47,73 | 11,86 | 1,1 | 0,40 |
| espaçamento entre fraturas entre 0,3 e 0,5 metro | 41,99 | 11,31 | 0,7 | 0,28 |

Fonte: China Electricity Council [31]

multiplicação da probabilidade condicional pela probabilidade da ocorrência dos referidos eventos.

Considerando as informações de dimensionamento do vertedouro descrito anteriormente, a probabilidade do evento relacionado ao nível máximo do reservatório possui um tempo de retorno de 1/10000 anos. Para o evento relacionado a condição de dreno inoperante, considerou-se uma vida útil média de 50 anos, assumindo a probabilidade da ocorrência do evento com tempo de retorno de 1/50 anos. Isso leva a uma ocorrência esperada durante a vida, com uma probabilidade de ocorrência de 63%.

5.3 Definição das variáveis

O resumo das variáveis aleatórias definidas para o problema é apresentado na Tabela 4. São descritas as respectivas distribuições estatísticas e seus parâmetros de média e desvio padrão.

5.3.1Peso específico do concreto

Os parâmetros estatísticos da distribuição referente ao peso específico do concreto da barragem na fase de operação foram definidos com base em uma amostra contendo 29 testemunhos de concreto extraídos do maciço da barragem, os quais foram obtidos por meio de sondagem rotativa em diferentes regiões do maciço da estrutura. Baseado nisso, definiu-se γ_c (kN/m³) ~ N (26; 0,94). Para os cenários relacionados à fase de projeto, adotou-se γ_c (kN/m³) ~ N (25,8; 1,29) para COV de 5%. Esse COV foi baseado na medição do peso específico de corpos de prova, realizada durante a execução do controle tecnológico da produção do concreto da obra.

5.3.2 Ângulo de atrito interno e coesão do contato concreto-rocha

Para os parâmetros de ângulo de atrito interno e coesão da interface concreto-rocha não foram realizados testes com o material da barragem em estudo. Os parâmetros adotados foram definidos com base nas pesquisas e estudos de outros autores. Como o modelo de análise apresentado anteriormente não prevê o emprego da rugosidade e do ângulo de atrito básico, considerou-se para pesquisa apenas valores de referência oriundos de ensaios da ligação intacta da interface concreto-rocha.

Estudos realizados por EPRI [25] da interface de concreto-rocha de dezoito barragens e diferentes tipos de rocha, demonstram valores de ângulo de atrito entre 54 a 68º e valores de coesão entre



Figura 2

Piezômetros instalados no bloco nº 30 da barragem

1,3 a 1,9 MPa. Rocha (1964), a partir de ensaios de 70 blocos de concreto em 6 locais diferentes de barragens, obteve valores de

Tabela 6

Valores máximos anuais de k

| Ano | EL NA (m) | Pressão máxima (m.c.a.) | k |
|------|--------------|-------------------------------|------|
| 2016 | 70,01 | 11,21 | 0,15 |
| 2015 | 70,01 | 14,34 | 0,19 |
| 2014 | 70,01 | 15,71 | 0,21 |
| 2013 | 70,04 | 13,51 | 0,18 |
| | | Média | 0,18 |
| | | SD | 0,03 |
| | | COV | 0,15 |

m.c.a.: metros de coluna de água

Tabela 7

Valores de (β), (P_f) e (α) para cada modo de falha e cenário

ângulo de atrito entre 53 a 63° e valores de coesão entre 0,1 a 0,7 MPa. Link (1969) obteve resultados de ângulo de atrito entre 45 a 52° e valores de coesão entre 0,1 a 3,0 MPa. Lo *et al.* (1991) avaliou amostras de ligações intactas de interfaces concreto-rocha, obtendo um valor típico para o ângulo de atrito interno de 62° e coesão de 2,2 MPa [27].

Fishman [23] apresenta resultados de ângulo de atrito interno e coesão de 32 testes de cisalhamento de grande escala, realizados em blocos de concreto sobre diferentes tipos de rocha da fundação de 24 barragens. O estudo apresenta valores para o ângulo de atrito interno com média 52,1°, desvio padrão de 8,8°, valor mínimo de 27,5° e valor máximo de 63°. Para coesão, obteve-se média de 1,13 MPa, desvio padrão de 0,74 MPa, valor mínimo de 0,06 MPa e valor máximo de 2,6 MPa. Esses testes foram realizados sobre rochas ígneas, metamórficas e sedimentares. Krounis *et al.* [30] realizou testes de cisalhamento direto em amostras

| Conário | | D1 | D2 | 01 | O2 | D3 | D4 | O3 | 04 |
|------------------|-----------------------|----------|----------------------------|----------|------------|----------|----------|--------------------|----------|
| Cenano | | (pi | (projeto) (barragem constr | | m constr.) | (pi | ojeto) | (barragem constr.) | |
| N.A. Mont. | h1(m) | 70 | 70 | 70 | 70 | 71,5 | 71,5 | 71,5 | 71,5 |
| N.A. Jus. | h₂(m) | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 8,66 | 8,66 | 8,66 | 8,66 |
| | $\gamma_{\rm c}$ | 25,80 | 25,80 | 26,00 | 26,00 | 25,80 | 25,80 | 26,00 | 26,00 |
| | ϕ_i | 37,00 | 37,00 | 41,99 | 41,99 | 37,00 | 37,00 | 41,99 | 41,99 |
| Média V.A. | С | 250 | 250 | 700 | 700 | 250 | 250 | 700 | 700 |
| | k | 0,33 | 0,89 | 0,18 | 0,89 | 0,33 | 0,99 | 0,18 | 0,99 |
| | i _u | - | - | - | - | 1,00 | 1,00 | 0,50 | 0,50 |
| Desl. | FSD | 1,01 | 1,03 | - | - | 1,11 | 1,15 | - | - |
| | β_{FORM} | 1,81 | 1,35 | 3,42 | 3,17 | 1,48 | 0,88 | 3,15 | 2,82 |
| | P_{fFORM} | 3,50E-02 | 8,91E-02 | 3,15E-04 | 7,67E-04 | 6,92E-02 | 1,91E-01 | 8,15E-04 | 2,43E-03 |
| | β_{MC} | 1,87 | 1,40 | 3,47 | 3,23 | 1,55 | 0,91 | 3,24 | 2,89 |
| _ | P_{fMC} | 3,06E-02 | 8,13E-02 | 2,65E-04 | 6,11E-04 | 6,06E-02 | 1,80E-01 | 5,91E-04 | 1,90E-03 |
| α valores | $\gamma_{\rm c}$ | 0,01 | 0,03 | 0,00 | 0,00 | 0,02 | 0,04 | 0,00 | 0,01 |
| | ϕ_i | 0,81 | 0,68 | 0,66 | 0,55 | 0,81 | 0,64 | 0,66 | 0,53 |
| | С | 0,17 | 0,24 | 0,34 | 0,45 | 0,17 | 0,23 | 0,34 | 0,46 |
| | k | 0,00 | 0,06 | 0,00 | 0,00 | 0,01 | 0,09 | 0,00 | 0,01 |
| | i _u | - | - | - | - | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Tomb. | FST | 1,89 | 1,46 | - | - | 1,68 | 1,32 | - | - |
| | β_{FORM} | > 8 | 3,57 | > 8 | 6,28 | 7,28 | 2,82 | > 8 | 5,14 |
| | P_{fFORM} | < 6E-16 | 1,76E-04 | < 6E-16 | 1,67E-10 | 1,67E-13 | 2,43E-03 | < 6E-16 | 1,40E-07 |
| | β_{MC} | > 8 | 3,57 | > 8 | 6,27 | 7,30 | 2,78 | > 8 | 5,22 |
| _ | P_{fMC} | < 6E-16 | 1,79E-04 | < 6E-16 | 1,81E-10 | 1,47E-13 | 2,75E-03 | < 6E-16 | 8,78E-08 |
| α valores | $\gamma_{\rm c}$ | 0,77 | 0,32 | 0,96 | 0,50 | 0,81 | 0,33 | 0,97 | 0,50 |
| | k | 0,23 | 0,68 | 0,04 | 0,50 | 0,19 | 0,67 | 0,03 | 0,48 |
| | i _u | - | - | - | - | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,02 |
| Flut. | FSF | 4,5 | 2,6 | - | - | 3,56 | 2,19 | - | - |
| | β_{FORM} | > 8 | 6,68 | > 8 | > 8 | > 8 | 5,81 | > 8 | > 8 |
| | P_{fFORM} | < 6E-16 | 1,18E-11 | < 6E-16 | < 6E-16 | < 6E-16 | 3,15E-09 | < 6E-16 | < 6E-16 |
| | β_{MC} | > 8 | 6,68 | > 8 | > 8 | > 8 | 5,85 | > 8 | > 8 |
| _ | P_{fMC} | < 6E-16 | 1,17E-11 | < 6E-16 | < 6E-16 | < 6E-16 | 2,50E-09 | < 6E-16 | < 6E-16 |
| α valores | γ _c | 0,75 | 0,29 | 0,96 | 0,47 | 0,78 | 0,28 | 0,95 | 0,45 |
| | k | 0,25 | 0,71 | 0,04 | 0,53 | 0,22 | 0,72 | 0,04 | 0,54 |
| | i _u | - | - | - | - | 0,00 | 0,00 | 0,02 | 0,01 |

FSD (Fator de Segurança ao Deslizamento); FST (Fator de Segurança ao Tombamento); FSF (Fator de Segurança à Flutuação).

cúbicas de concreto-rocha, obtendo resultado para ligação intacta da interface concreto-rocha, com valor de ângulo de atrito interno de 54,4º e coesão de 2,97 MPa.

Conforme os resultados dos diversos estudos descritos, observa--se uma larga faixa de valores, variando entre 27,5 e 68º para o ângulo de atrito interno e 0,06 MPa e 3 MPa para coesão, confirmando o alto grau de incerteza presente na definição desses parâmetros. Além disso, verifica-se que poucas pesquisas apresentam dados que permitem o cálculo de parâmetros estatísticos.

A norma Chinesa de projetos de estruturas hidráulicas de usinas hidrelétricas, China Electricity Council [31], apresenta valores de referência de ângulo de atrito e coesão de acordo com a classificação da rocha de fundação. São apresentados os parâmetros de média e desvio padrão para três categorias de rocha. A Tabela 5 apresenta o resumo dos valores de referência para cada categoria de rocha. Pode-se observar que os valores de referência estão dentro da faixa dos demais estudos apresentados. Além da categoria da rocha, a norma Chinesa indica outros parâmetros do maciço rochoso, como a resistência e o módulo de elasticidade para classificação.

O bloco de concreto da barragem em estudo está assentado sobre rocha de siltito, que é uma rocha sedimentar. Os testes realizados em testemunhos da rocha durante a obra da barragem apontaram valores médios de resistência à compressão de 61,58 MPa e módulo de elasticidade de 31,77 GPa. Com base no mapeamento da fundação da barragem foi considerado um GSI (*Geological Strength Index*) de 65 e estimado o módulo de elasticidade do maciço rochoso em 8,4 GPa. As análises dos testemunhos de sondagem e do mapeamento da superfície da fundação indicaram espaçamento entre fraturas entre 0,1 e 1 metro.

Com base nessas informações, nas pesquisas anteriores e nas referências descritas na Tabela 5, definiu-se ϕ_i (°) ~ N (41,99; 11,31) e c (kN/m²) ~ LN (700; 280) para a interface de ligação concreto rocha na fase de operação.

Para os cenários relacionados à fase de projeto, adotou-se os mesmos parâmetros definidos na fase de projeto, porém empregando os mesmos COV assumidos para fase de operação, ficando ϕ_i (°) ~ N (37; 9,99) e c (kN/m²) ~ LN (250; 100).

5.3.3 Coeficiente de ineficiência hidráulica

O cálculo da subpressão atuante na fundação de barragens de concreto, definido por critérios de projeto determinísticos, normalmente são baseados na lei de Darcy, que prevê a redução linear de pressão de montante para jusante. Quando não há sistema de drenagem na fundação da barragem ou a drenagem está inoperante, as supressões a montante e jusante são equivalentes as respectivas colunas de água no reservatório a montante e a coluna de água a jusante da barragem.

Quando há sistema de drenagem atuante na fundação da barragem, os modelos podem divergir na definição da eficiência de drenagem (E). De acordo com USBR [24], a eficiência de drenagem é 0 < E < 0,66, enquanto para USACE [32], a eficiência de drenagem é 0 < E < 1. Nas formulações para o cálculo de subpressões, ao invés de usar a eficiência hidráulica (E), emprega-se normalmente o coeficiente de ineficiência hidráulica (k) que é dado por:

Tabela 8

Valores de (β) e (P_{c}) condicional e incondicional para cada modo de falha e cenário

| Oceánic | | D1 | D2 | 01 | O2 | D3 | D4 | O3 | 04 |
|------------|----------------|-----------|----------|--------------------|----------|-----------|----------|--------------------|----------|
| Cenario | | (projeto) | | (barragem constr.) | | (projeto) | | (barragem constr.) | |
| N.A. Mont. | h₁(m) | 70 | 70 | 70 | 70 | 71,5 | 71,5 | 71,5 | 71,5 |
| N.A. Jus. | h₂(m) | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 0,96 | 8,66 | 8,66 | 8,66 | 8,66 |
| | γ _c | 25,8 | 25,8 | 26 | 26 | 25,8 | 25,8 | 26 | 26 |
| | φ _i | 37 | 37 | 41,99 | 41,99 | 37 | 37 | 41,99 | 41,99 |
| Média V.A. | С | 250 | 250 | 700 | 700 | 250 | 250 | 700 | 700 |
| | k | 0,33 | 0,89 | 0,18 | 0,89 | 0,33 | 0,99 | 0,18 | 0,99 |
| | iu | - | - | - | - | 1 | 1 | 0,5 | 0,5 |
| Desl. | FSD | 1,01 | 1,03 | - | - | 1,11 | 1,15 | - | - |
| С | β_{MC} | 1,87 | 1,4 | 3,47 | 3,23 | 1,55 | 0,91 | 3,24 | 2,89 |
| | P_{fMC} | 3,06E-02 | 8,13E-02 | 2,65E-04 | 6,11E-04 | 6,06E-02 | 1,80E-01 | 5,91E-04 | 1,90E-03 |
| | β_{MC} | 1,87 | 2,94 | 3,47 | 4,22 | 4,37 | 4,96 | 5,30 | 5,77 |
| I | P_{fMC} | 3,06E-02 | 1,63E-03 | 2,65E-04 | 1,22E-05 | 6,06E-06 | 3,60E-07 | 5,91E-08 | 3,81E-09 |
| Tomb. | FST | 1,89 | 1,46 | - | - | 1,68 | 1,32 | - | - |
| C | β_{MC} | > 8 | 3,57 | > 8 | 6,27 | 7,3 | 2,78 | > 8 | 5,22 |
| C | P_{fMC} | < 6E-16 | 1,79E-04 | < 6E-16 | 1,81E-10 | 1,47E-13 | 2,75E-03 | < 6E-16 | 8,78E-08 |
| | β_{MC} | > 8 | 4,49 | > 8 | 6,85 | > 8 | 5,71 | > 8 | 7,27 |
| | P_{fMC} | < 6E-16 | 3,58E-06 | < 6E-16 | 3,63E-12 | < 6E-16 | 5,49E-09 | < 6E-16 | 1,76E-13 |
| Flut. | FSF | 4,5 | 2,6 | - | - | 3,56 | 2,19 | - | - |
| C | β_{MC} | > 8 | 6,68 | > 8 | > 8 | > 8 | 5,85 | > 8 | > 8 |
| C | P_{fMC} | < 6E-16 | 1,17E-11 | < 6E-16 | < 6E-16 | < 6E-16 | 2,50E-09 | < 6E-16 | < 6E-16 |
| 1 | β_{MC} | > 8 | 7,23 | > 8 | > 8 | > 8 | 7,74 | > 8 | > 8 |
| I | P_{fMC} | < 6E-16 | 2,33E-13 | < 6E-16 | < 6E-16 | < 6E-16 | 5,01E-15 | < 6E-16 | < 6E-16 |

C valores de probabilidade condicional; l valores de probabilidade incondicional.





Figura 3

Índice de confiabilidade dos cenários relacionados à fase de projeto e operação

$$k = 1 - E \tag{23}$$

A Eletrobrás [28] adota as seguintes formulações para o cálculo da subpressão na linha drenagem:

$$h_3 = k(h_1 - h_2) + h_2 \text{ para } (h_2 > h_4)$$
 (24)

$$h_3 = k(h_1 - h_4) + h_4$$
 para $(h_2 < h_4)$ (25)

Semelhante aos critérios estabelecidos pelo USBR [24] para situações normais de drenagem, a Eletrobrás [28] adota um coeficiente de ineficiência hidráulica de 0,33. Conforme USBR [24] o valor de k = 0,33 foi estabelecido com base em dados históricos.

A definição dos parâmetros estatísticos referentes aos coeficientes de ineficiência hidráulica foi baseada na Equação (24). Apesar de ($h_2 < h_4$) para barragem em estudo, há um sistema de bombeamento instalado no nível da interface concreto-rocha, dessa forma, na prática ($h_2 > h_4$).

A definição da média e desvio padrão foi baseada no histórico de 4 anos de dados de monitoramento da subpressão atuante na



&FS_T ⊠β_T-MC-Condicioanl ⊠β_T-MC-Incondicional

Figura 5

Fator e segurança e índice de confiabilidade para modo de falha ao tombamento



 \boxtimes FS_D $\boxtimes \beta$ _D-MC-Condicional $\boxtimes \beta$ _D-MC-Incondicional

Figura 4

Fator de segurança e índice de confiabilidade para modo de falha ao deslizamento

fundação do bloco nº 30. Há 8 piezômetros instalados na fundação desse bloco (Figura 2), sendo que foi escolhido o piezômetro PZC 01 para avaliação do k. O critério de escolha foi baseado nas maiores pressões observadas, posição de instalação e consistência dos dados históricos. A metodologia de cálculo considerou os máximos valores anuais de pressão piezométrica para o nível de água do reservatório normal (NA 70,00 m), obtendo-se os valores apresentados na Tabela 6.

Para os cenários relacionados a fase de operação da barragem com drenagem operante, tendo como base os dados apresentados na Tabela 8, definiu-se k ~ N (0,18; 0,03). Para os cenários relacionados a fase de operação da barragem com drenagem inoperante, foi adotado k correspondente ao limite estabelecido pelo modelo para drenagem inoperante, Equações (26) e (27), porém com mesmo COV calculado na Tabela 8.

$$k = \frac{(L - x_{d1})}{L}$$
 para interface sem fissura (26)
$$(L - x_{d1})$$

$$k = \frac{(L - x_{d1})}{(L - L_c)} \text{ para interface com fissura}$$
(27)



 $\& FS_F \boxtimes \beta_F$ -MC-Condicional $\boxtimes \beta_F$ -MC-Incondicional

Figura 6

Fator de segurança e índice de confiabilidade para modo de falha à flutuação

Para os cenários relacionados a fase projeto da barragem, adotou-se os coeficientes de ineficiência hidráulica de acordo com o modelo da Eletrobrás [28]. Tendo em vista as maiores incertezas na fase de projeto, o COV para esses cenários foi definido como a média dos coeficientes de variação dos piezômetros instalados no mesmo bloco da barragem.

5.3.4 Coeficiente de incremento de subpressão

Eventos excepcionais de nível de água do reservatório são raros e de curta duração, sendo que a resposta da elevação das subpressões depende de como as descontinuidades são influenciadas pelas tensões induzidas pelo sistema barragem-reservatório [27]. Dessa forma, na falta de dados de monitoramento realizados durante tais evento que permitam a compreensão do comportamento real, é razoável considerar que variações lentas e repentinas das subpressões possam ocorrer.

Com base no exposto, foi definido um coeficiente de incremento de subpressão como variável aleatória para os casos de nível do reservatório excepcional, com distribuição uniforme no intervalo [0, 1], dado por i_u ~ U (0,5; 0,29).

5.4 Resultados

Os resultados obtidos por FORM e MC em termos de índice de confiabilidade (β) e probabilidade de falha (P_r) condicional, para cada modo de falha e cenário são apresentados na Tabela 7. Está apresentada também a sensibilidade (α) de cada variável aleatória do problema na probabilidade de falha. A Figura 3 apresenta a comparação entre os índices de confiabilidade resultantes dos cenários relacionados à fase de projeto e fase de operação. Na Tabela 8 são apresentados os resultados de β e P_r condicional e incondicional para cada modo de falha e cenário. As Figuras 4 a 6 apresentam a comparação entre os fatores de segurança e os índices de confiabilidade obtidos para cada modo de falha relacionado aos cenários da fase de projeto.

5.5 Resumo e discussão dos resultados

Os resultados de índice de confiabilidade e probabilidade de falha apresentados na Tabela 7 demonstram valores muito próximos entre os dois métodos utilizados, FORM e MCS. Isto mostra que a não-linearidade da equação de estado limite é pequena. Para os modos de falha ao tombamento e flutuação, em geral, observam-se probabilidades de falha muito baixas. Os resultados apresentados como $\beta > 8 \text{ e P}_{f} < 6 \times 10^{-16}$ estão relacionados com a representação computacional da função de distribuição cumulativa gaussiana padrão (Φ) e sua inversa (Φ^{-1}). De acordo com Beck e Ávila [33], essas funções não possuem forma analítica fechada, empregando-se frequentemente aproximações polinomiais. No StRAnD versão Mathematica, a partir de $\beta > 8$ ocorre instabilidade, então um limite operacional de segurança está implementado, que corresponde a $\beta = 8$, para o qual Φ (-8) $\approx 6 \times 10^{-16}$.

Com relação aos cenários relacionados às fases de projeto (D1, D2, D3 e D4) e operação (O1, O2, O3 e O4) da barragem (Tabela 7, Figura 3), observam-se aumentos consideráveis dos índices de confiabilidade para todos os modos de falha, demonstrando que

bloco de concreto executado apresenta maior confiabilidade em relação ao bloco de concreto projetado. Isso ocorreu em função das adequações realizadas nas variáveis aleatórias de resistência (γ_c , ϕ_i , c) e carregamento (k, i_u).

Os resultados demonstram a importância da coleta de dados específicos sobre a estrutura executada, e do uso desses na avaliação de confiabilidade que reflitam de maneira mais próxima a realidade da estrutura construída.

Na Tabela 7, pode-se verificar a influência das variáveis aleatórias do problema nas probabilidades de falha para cada cenário e modos de falha avaliados. Para o modo de falha ao deslizamento, os parâmetros ângulo de atrito e coesão somados resultam em uma influência maior ou igual a 87%, sendo 53% a contribuição mínima do ângulo de atrito e 17% a contribuição mínima da coesão entre todos os casos analisados. Tal resultado corrobora resultados obtidos por García [4] e Westberg [11], demonstrando a relevância destes dois parâmetros para o modo de falha em análise. Isso também fica evidente nos critérios de projeto da Eletrobrás [28], que adota coeficientes de segurança parciais de minoração dos materiais em relação ao ângulo de atrito e coesão, prevendo-se maiores variabilidades desses parâmetros.

Para os modos de falha ao tombamento e flutuação, a influência das variáveis aleatórias na sensibilidade é extremamente semelhante. Nota-se a ocorrência de inversões das sensibilidades entre o peso específico do concreto e coeficiente de ineficiência hidráulica, dependendo da condição de operação da drenagem da fundação, isto é, para drenagem em operação o peso específico é mais relevante, enquanto para situação de drenos inoperantes o coeficiente de ineficiência hidráulica é mais relevante. Verifica--se também a influência dos cenários relacionados às fases de projeto e operação, demonstrando a redução da sensibilidade do coeficiente de ineficiência hidráulica e aumento da sensibilidade do peso específico para os cenários da fase operação. Em todos os casos avaliados, observa-se que a influência do coeficiente de incremento de subpressão é praticamente nula, portanto esse parâmetro pode ser desconsiderado como variável aleatória.

Os resultados de β e P, condicionais apresentados Tabela 7 demonstram que o modo de falha dominante é o deslizamento, apresentando β_{MC} entre 0,91 (P_{_{\text{fMC}}} = 1,8 x 10-1) para o cenário D4 e 3.47 (P_{fMC} = 2,65 x 10⁻⁴) para o cenário O1. Para o modo de falha ao tombamento, ocorrem $\beta_{\mbox{\tiny MC}}$ a partir de 2,78 (P $_{\mbox{\tiny fMC}}$ = 2,65 x10^{-4}) e para o modo de falha à flutuação, ocorrem $\beta_{\mbox{\tiny MC}}$ a partir de 5,85 $(P_{\text{fMC}} = 2,50 \text{ x}10^{-9})$. Nota-se, que mesmo para P_{f} condicionais, o modo de falha à flutuação apresenta P, muito baixa. Esse resultado corrobora com as orientações de guias como USBR [24] e USACE [32], os quais não fazem recomendação da verificação desse modo de falha. Avaliando-se as probabilidades incondicionais apresentadas na Tabela 8, para os cenários que consideram as condições de carregamento relacionadas aos eventos de cheia excepcional e drenagem inoperante, observa-se que as P, diminuem consideravelmente, demonstrando valores de P, mais adequados para a estrutura em análise. Os cenários D1 e O1 não são afetados por nenhum desses eventos. Para o modo de falha ao deslizamento, ocorrem β entre 1,87 (P_r = 3,06 x 10⁻²) para o cenário D1 e 5,78 (P₄ = 3,81 x 10⁻⁹) para o cenário O4. Para o modo de falha ao tombamento, ocorrem β a partir de 4,49 (P₄ = 3,58 x10⁻⁶) e para o modo de falha à flutuação, ocorrem β a partir de 7,23 (P_e = 2,33 x10⁻¹³).

Conforme descrito, o modo de falha ao deslizamento é dominante, apresentando probabilidades de falha incondicionais máximas com β de 1,87 (P_f = 3,06 x 10⁻²) para o cenário de projeto D1 e de β de 3,47 (P_r = 2,65 x 10⁻⁴) para o cenário de operação. Com base nesses valores, a segurança requerida não é atingida quando comparado com os índices de confiabilidade recomendados pelo CEN [6], para classe de responsabilidade alta (β = 5,2/ano), média $(\beta = 4,7/ano)$ e baixa ($\beta = 4,2/ano$). As probabilidades de falha obtidas, também estão acima da probabilidade de ocorrência de ruptura de barragens a nível mundial (10-5), conforme o ICOLD [34]. Na Tabela 8 são apresentados também os fatores de segurança obtidos conforme critérios da Eletrobrás [28] frentes aos valores de probabilidade condicional e incondicional. A Figura 4 ilustra os valores obtidos para os cenários relacionados a fase de projeto para o modo de falha ao deslizamento, observam-se valores de fatores de segurança desproporcionais aos índices de confiabilidade para probabilidade condiciona e incondicional. Tal questão está relacionada aos fatores de segurança parciais empregados, que são diferentes para cada condição de carregamento, conforme apresentado na Tabela 1. Além disso, quando se compara os fatores de segurança apenas com as probabilidades condicionais, pode ser verificado que ocorrem fatores de segurança maiores para β menores. Isso demonstra a influência da sensibilidade dos parâmetros na Pa cujos fatores de segurança parciais não conseguem contemplar adequadamente.

Para os modos de falha ao tombamento e flutuação (Figura 5 e Figura 6), como neste caso os fatores de segurança são globais, não se verifica desproporcionalidades entre os fatores de segurança e as probabilidades condicionais.

É importante observar também a sensibilidade da probabilidade de falha em relação aos fatores de segurança, sendo que pequenas variações nestes podem implicar em probabilidades de falha muito diferentes.

A comparação dos fatores de segurança e índices de confiabilidade obtidos com os índices de confiabilidade de referência citados anteriormente, demonstram que o fator de segurança requerido para o modo de falha deslizamento, não atende aos requisitos de segurança em termos de probabilidade falha.

O uso de fatores de segurança para avaliação de segurança de estruturas deve ser analisado com ressalvas. Em um estudo apresentado pelo ICOLD [7], para um mesmo fator de segurança, mas com coeficientes de variação diferentes, obteve-se variação nas probabilidades de falha da ordem de 10⁻⁶, demonstrando as limitações dos fatores de segurança quanto à quantificação da segurança.

6. Conclusões

O presente trabalho apresentou um estudo de caso, envolvendo a avaliação da confiabilidade estrutural de uma barragem existente. O estudo limitou-se aos modos de falha de perda de equilíbrio global de um bloco da barragem. Devido a esta limitação, não é possível inferir sobre a segurança da barragem em análise. O estudo deve ser complementado com a inclusão da análise das tensões empregada na verificação da segurança de barragens.

O estudo de caso mostrou a importância da quantificação das incertezas, tanto na fase de projeto quanto para a barragem construída. Verificou-se que a confiabilidade estrutural fornece uma medida objetiva da segurança da estrutura ou da sua confiabilidade, complemento da probabilidade de falha. O estudo corroborou resultados anteriores, ilustrando a inexistência de proporcionalidade entre os coeficientes de segurança, usualmente adotados em projeto, e as probabilidades de falha avaliadas.

Para a barragem estudada, o modo de falha por escorregamento se mostrou o modo dominante (mais provável), sendo o ângulo de atrito a variável aleatória de maior influência neste modo de falha. Os modos de falha por tombamento e por flutuação tiveram probabilidades de ocorrência significativamente menores do que o deslizamento. Para o modo de falha ao tombamento e flutuação, as variáveis aleatórias peso específico e coeficiente de ineficiência hidráulica apresentaram contribuições equilibradas, podendo haver inversão dependendo do cenário.

O estudo mostrou que a confiabilidade da barragem estudada, na condição construída, é maior do que na condição projetada. Este aumento na confiabilidade resultou de medidas do peso específico do concreto e coeficiente de ineficiência hidráulica, tomadas durante e após a construção da obra, bem como da estimativa de parâmetros estatísticos mais adequados do ângulo de atrito e coesão da interface concreto-rocha.

7. Agradecimentos

Os autores deste trabalho agradecem a Companhia Paranaense de Energia (COPEL) pela disponibilidade de recursos e informações e a Universidade de São Paulo (USP), que através do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil possibilitou o desenvolvimento da pesquisa.

8. Referências bibliográficas

- [1] A. T. Beck, Confiabilidade e Segurança das Estruturas. Elsevier, 2019.
- [2] A. H.-S. Ang and W. H. Tang, Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Emphasis on Application to Civil and Environmental Engineering. Wiley, 2007.
- International Commission on Large Dams ICOLD, "Risk assessment in dam safety management. Bulletin 130." Paris, 2005.
- [4] L. Altarejos-García, I. Escuder-Bueno, A. Serrano-Lombillo, and M. G. de Membrillera-Ortuño, "Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis," *Struct. Saf.*, vol. 36, pp. 1–13, 2012.
- [5] R. E. Melchers and A. T. Beck, Structural reliability: analysis and prediction. 3rd Ed., John Wiley & Sons, 2018.
- [6] European Committe for Standartization CEN, "Basis of structural design. EN 1990." Brussels, Belgium, 2001.
- [7] International Commission on Large Dams ICOLD, "Rock foundations for dams. Bulletin 88." Paris, 1993.
- [8] Brasil. Lei nº 12.334 de setembro de 2010, "Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens e o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens." [Online]. Available: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ ato2007-2010/2010/lei/l12334.htm.
- [9] B. Ellingwood and P. B. Tekie, "Fragility analysis of concrete gravity dams," J. Infrastruct. Syst., vol. 7, no. 2, pp. 41–48, 2001.
- [10] P. B. Tekie and B. R. Ellingwood, "Seismic fragility

assessment of concrete gravity dams," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 32, no. 14, pp. 2221–2240, 2003.

- [11] M. Westberg, "Reliability-based evaluation of concrete dams," 2007.
- [12] F. Johansson, "Shear strength of unfilled and rough rock joints in sliding stability analyses of concrete dams," Royal Institute of Technology, 2009.
- [13] P. Royet, L. Peyras, J. P. Becue, and C. Carvajal, "Analytical review of gravity dam stability from novel French limit-state guidelines to a probabilistic assessment of structural safety," in 23rd International Congress on Large Dams (ICOLD 2009), Brasilia, Brazil, 2009.
- [14] L. Altarejos García, "Contribución a la estimación de la probabilidad de fallo de presas de hormigón en el contexto del análisis de riesgos." 2009.
- [15] C. Bernstone, M. Westberg, and J. Jeppsson, "Structural assessment of a concrete dam based on uplift pressure monitoring," *J. Geotech. geoenvironmental Eng.*, vol. 135, no. 1,pp. 133–142, 2009.
- [16] M. Westberg, "Reliability-based assessment of concrete dam stability," Lund University, 2010.
- [17] M. Westberg Wilde and F. Johansson, "System reliability of concrete dams with respect to foundation stability: application to a spillway," *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 139, no. 2, pp. 308–319, 2012.
- [18] H. Su, J. Hu, and Z. Wen, "Service life predicting of dam systems with correlated failure modes," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 27, no. 3, pp. 252–269, 2011.
- [19] A. Morales-Torres, I. Escuder-Bueno, L. Altarejos-Garcl'\ia, and A. Serrano-Lombillo, "Building fragility curves of sliding failure of concrete gravity dams integrating natural and epistemic uncertainties," *Eng. Struct.*, vol. 125, pp. 227–235, 2016.
- [20] A. Krounis, "Sliding stability re-assessment of concrete dams with bonded concrete-rock interfaces," KTH Royal Institute of Technology, 2016.
- [21] A. Krounis, F. Johansson, J. Spross, and S. Larsson, "Influence of cohesive strength in probabilistic sliding stability reassessment of concrete dams," *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 143, no. 2, p. 4016094, 2016.
- [22] Y. Li, Y. Sun, B. Li, and Z. Xu, "Penalty function-based method for obtaining a reliability indicator of gravity dam stability," *Comput. Geotech.*, vol. 81, pp. 19–25, 2017.
- [23] Y. A. Fishman, "Stability of concrete retaining structures and their interface with rock foundations," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 46, no. 6, pp. 957–966, 2009.
- [24] U.S. Bureau of Reclamation USBR, "Design of Gravity Dams." 1976.
- [25] Electric Power Research Institute EPRI, "Uplift pressures, shear strengths, and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams." Denver, 1992.
- [26] U.S. Army Corps of Engineers USACE, "Evaluation and Comparison of Stability Analysis and Upplift Criteria for Concrete Gravity Dams by Three Fedral Agencies." 2000.
- [27] G. Ruggeri, R. Pellegrini, M. de Celix, M. Berntsen, P. Royet, V. Bettzieche, W. Amberg, A. Gustafsson, T. Morison, and A. Zenz, "Sliding stability of existing gravity dams—Final report," *ICOLD Eur. Club, Paris*, 2004.

- [28] Centrais Elétricas Brasileiras S.A. ELETROBRÁS, "Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas." Rio de Janeiro, 2003.
- [29] A. T. Beck, "StRAnD, Structural Reliability Analysis and Design, Manual do Usuário, Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos,." USP, 2008.
- [30] A. Krounis, F. Johansson, and S. Larsson, "Shear Strength of Partially Bonded Concrete--Rock Interfaces for Application in Dam Stability Analyses," *Rock Mech. Rock Eng.*, vol. 49, no. 7, pp. 2711–2722, 2016.
- [31] China Electricity Council, "The Standards Compilation of Water Power in China." 2000.
- [32] U. S. Army Corps of Engineers USACE, "Gravity Dam Design." 1995.
- [33] A. T. Beck and others, "Strategies for finding the design point under bounded random variables," *Struct. Saf.*, vol. 58, pp. 79–93, 2016.
- [34] International Commission on Large Dams ICOLD, "Dam Failures statistical analyses. Bulletin 99." 1995.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Thermo-mechanical analysis of mass concrete elements made of rubberized concrete

Análise termo-mecânica de um elemento de concreto massa produzido em concreto com borracha







A. C. ALBUQUERQUE a alberia.albuquerque@cba.ifmt.edu.br https://orcid.org/0000-0002-9697-8075

S. B. DOS SANTOS ^b sergio_botassi@yahoo.com.br https://orcid.org/0000-0002-4875-7147

J. L. CALMON ^c calmonbarcelona@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-3054-4784

L. C. P. DA SILVA FILHO ^b <u>lcarlos66@gmail.com.br</u> https://orcid.org/0000-0003-3703-7328

Abstract

In this study, mass concrete samples with tire rubber chips (rubberized concrete) were evaluated in order to determine if the addition of rubber particles would enhance cracking strength due to volumetric variations of thermal origin, compared to a reference concrete, without rubber. Samples of the concretes studied were initially tested to characterize their thermal and mechanical properties. The test results were used as parameters for the analysis of the thermo-mechanic behavior of the rubberized concrete by means of a software that determined the thermal and stress response on a bi-dimensional dominion of a structural element of hypothetical geometry, typical of dam construction, applying FEM (finite element method) analysis. The results obtained indicated that, although the maximum temperatures expected are similar for both concretes (reference and rubberized), those containing tire rubber chips are subjected to lower tensile stresses, about half the stress generated in the control concrete. This behavior indicates that the addition of tire rubber chips in concrete is an efficient strategy to minimize the risk of cracking due to thermal stresses.

Keywords: mass concrete, tire rubber, thermal stress analysis, finite element method.

Resumo

Neste estudo, foram avaliadas amostras de concreto massa com borracha (concreto emborrachado) para determinar se a adição de partículas de borracha aumentaria a resistência à fissuração devido a variações volumétricas de origem térmica, em comparação com um concreto de referência, sem borracha. Amostras dos concretos estudados foram inicialmente testadas para caracterizar suas propriedades térmicas e mecânicas. Os resultados do teste foram utilizados como parâmetros para a análise do comportamento termo-mecânico do concreto emborrachado por meio de um software que determinou a resposta térmica e de tensões em um domínio bidimensional de um elemento estrutural de geometria hipotética, típico da construção de barragens, aplicando análise FEM (método dos elementos finitos). Os resultados obtidos indicaram que, embora as temperaturas máximas esperadas sejam similares para ambos os concretos (referência e emborrachado), aqueles contendo partículas de borracha as ubmetidos a menores esforços de tração, cerca de metade da tensão gerada no concreto de controle. Esse comportamento indica que a adição de partículas de borracha de pneus no concreto é uma estratégia eficiente para minimizar o risco de fissuração devido a tensões térmicas.

Palavras-chave: concreto massa, borracha de pneu, análise de tensão térmica, método de elementos finitos.

- ^b SBS Consulting and IPOG Institute, Goiánia, GO, Brazil;
 ^c Federal University of Espírito Santo, Vitória, ES, Brazil.

Received: 19 Nov 2017 • Accepted: 16 Oct 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

Federal Institute of Mato Grosso, Cuiabá, MT, Brazil;

1. Introduction

The use of tire particles mixed in concrete, forming a composite known as rubberized concrete, has received increasing attention from several research groups¹⁻⁷. This interest can be justified both because this seems to be an useful alternative for the disposal of this kind of residue, and because it is looking to be an interesting strategy to modify the properties of concretes to meet the specific requirements demanded by some special applications, where thermal and acoustic isolation, or high tenacity, are relevant properties. Despite the fact that concretes with tire rubber tend to present lower compressive and tensile strengths, they have a greater deformation capacity and less fragile behavior in fracture, indicating a higher capacity of energy absorption compared to conventional concretes. This behavior is attributed to the capacity of rubber, as an aggregate, of enduring greater elastic strains before the final fracture of the composite¹⁻⁴.

The greater ductility and tenacity of the concretes made with tire rubber particles are especially interesting for the reduction of the risk of cracking in situations where the concrete is submitted to considerable and restrained volumetric variations due to thermal changes, such as with mass concrete elements. ACI defines mass concrete as: "any volume of concrete with dimensions large enough to require that measures be taken to cope with the generation of heat from hydration of the cement and attendant volume change to minimize cracking. The design of mass concrete structures is generally based on durability, economy, and thermal action, with strength often being a secondary concern."5 This study is part of a larger research focused on the viability of incorporating tire particles in concrete, developed at the Technological Center of Civil Engineering at FURNAS Centrais Elétricas S/A, with the support of the National Electrical Energy Agency -ANEEL, and the National Council for Scientific and Technological Development - CNPq/Brazil.



Figure 1

Visual aspect of tire particles in the form of granules





Figure 2 Visual aspect of tire particles in the form of fibers



2. Research significance

The problem of cracking in mass concrete requires actions such as the selection of materials and/or processes that reduce the heat generated during the hydration of cement and the stresses generated while the material is cooling; or the increase of the deformation capacity of concrete. In this research, the use of tire particles was studied as an alternative to obtain beneficial changes in the thermal and viscoelastic properties of mass concrete samples, in order to reduce the risks of cracking due to thermal effects at early ages. The effect on a generic structural element was evaluated by means of a numerical simulation made using a software tool that employed the finite element method for a thermomechanical analysis. The results obtained are promising, because the thermal stresses on the rubberized concrete would develop more slowly, allowing time for the concrete to increase its tensile strength.

3. Experimental procedure

The study was carried out on concrete samples made with cement

Table 1

Materials

contents close to 310 kg/m³ (354 lb/jd³) and a water/cement ratio of 0.492. Three mixes were cast: a reference or control concrete (CC), a concrete with 10% of tire particles in granules (CG), and a third concrete containing 10% of elongated tire particles, constituting small fibers (CF)⁶. **Figures 1** and **2** show the visual aspect of the tire particles obtained in the form of granules and fibers, respectively. These particles were applied in the CG and CF concrete mixes as a partial replacement of the fine aggregate (sand) volume fraction. In the control mix, it was necessary to use an airentraining agent in order to obtain the same amount of entrained air as measured in CG and CF mixes⁷. The characteristics of the materials used and the mix proportions for each concrete are described respectively in **Tables 1** and **2**.

The analysis of the thermal behavior of an element made with these three types of concrete was done based on the results of previous tests conducted to determine the thermal conductivity coefficients, the thermal diffusion, the specific heat and the adiabatic rise of temperature of each concrete type⁶. The input parameters needed for the stress analysis included also the results of earlier

| Material | Туре |
|---|--|
| Portland cement | CP II F – 32 (Ordinary Portland Cement with limestone filler) |
| Coarse aggregate – 19 mm (0.75 in.) and 38 mm (1.50 in.) | Crushed granite |
| Fine aggregate | Natural sand |
| Tire rubber particles | Granules: nominal maximum size =1.5 mm (0.06in.) Scraps (fibers): shape factor = 10 nominal fiber length = 10 mm (0.39in.) |

Table 2

Mixture proportions

| Mixtures | | Control (CC) | | 10% granules (CG) | | 10% fibers (CF) | |
|--|-------------------------------------|--------------|---------|-------------------|---------|-----------------|---------|
| | Portland cement | 307 | (517) | 305 | (514) | 309 | (521) |
| | Water | 151 | (254) | 150 | (252.8) | 152 | (256) |
| | Natural sand | 626 | (1055) | 560 | (943.9) | 567 | (956) |
| | Rubber | (-) | (-) | 28.3 | (47.7) | 28.7 | (47.7) |
| Composition data (kg/m³) (lb/jd³) | 19 mm crushed aggregate | 535 | (902) | 531 | (895) | 538 | (907) |
| | 38 mm crushed aggregate | 681 | (1148) | 676 | (1139) | 685 | (1154) |
| | Superplasticizer admixture | 0.460 | (0.775) | 0.520 | (0.876) | 0.618 | (1.042) |
| | Air entraining admixture | 0.092 | (0.155) | (-) | (-) | (-) | (-) |
| Properties of fresh concrete | W/C ratio | 0.492 | (-) | 0.492 | (-) | 0.492 | (-) |
| | % mortar with entrained air | 54.0 | (-) | 54.4 | (-) | 53.8 | (-) |
| | Fineness module | 5.783 | (-) | 5.836 | (-) | 5.846 | (-) |
| | % sand in mass | 34 | (-) | 33 | (-) | 33 | (-) |
| | Slump (mm) (in) | 40 | (1.57) | 40 | (1.57) | 35 | (1.38) |
| | Entrained air (%) | 4.6 | (-) | 4.6 | (-) | 3.8 | (-) |
| | Specific gravity (kg/m³)(lb/jd₃) | 2292 | (3863) | 2267 | (3821) | 2304 | (3883) |
Average results of thermal and mechanical properties tests⁶

| Mixtures | | c | c | C | G | (| CF |
|------------------------------------|--------------------|-------|---------|-------|---------|-------|---------|
| Heat conductivity | Average | 2.30 | (0.39) | 2.28 | (0.39) | 2.31 | (0.39) |
| (J/m.s.K) (W/ft.°F) | Standard deviation | 0.01 | (0.002) | 0.01 | (0.002) | 0.02 | (0.003) |
| Specific heat | Average | 963 | (0.23) | 1031 | (0.25) | 927 | (0.22) |
| (20% sat). (J/kg.K) (BTU/Ib.°F) | Standard deviation | 30 | (0.007) | 72 | (0.017) | 68 | (0.016) |
| Hoat diffusivity | Average | 0.098 | (1.054) | 0.092 | (0.989) | 0.094 | (1.011) |
| (m²/day) | Standard deviation | 0.003 | (0.032) | 0.002 | (0.022) | 0.001 | (0.011) |
| | Average | 0.22 | (-) | 0.16 | (-) | 0.22 | (-) |
| Poisson's ratio | Standard deviation | 0.01 | (-) | 0.01 | (-) | 0.01 | (-) |
| Thermal expansion | Average | 11.09 | (-) | 10.84 | (-) | 11.19 | (-) |
| (10-6/°C) | Standard deviation | 0.31 | (-) | 0.13 | (-) | 0.01 | (-) |
| Compression strongth | Average | 31.30 | (-) | 26.45 | (-) | 26.75 | (-) |
| Compression strength (91 days) | Standard deviation | 0.57 | (-) | 0.35 | (-) | 0.35 | (-) |

tests of compressive strength, Young's modulus, flexural strength, strain capacity, creep and thermal expansion⁶. Some of thermal and mechanic properties used in the thermodynamic analysis carried out in this study can be seen in **Table 3**, while others, which vary in time, can be seen in **Figures 3**, **4**, **5** and **6**.

Based on the characteristics of the different concrete types studied, the thermo-mechanic behavior of a hypothetic element of mass concrete was analyzed. Because thermal stresses tend to be quite important in dam construction, the element chosen was a generic spillway wall, subject to the internal heat generated by cement hydration and exposed to environmental boundary conditions that allowed the heat to dissipate, resulting in a non-linear temperature gradient in the interior of the structure. The simulations were conducted with aid of the softwares PFEM_2DT and PFEM_2DAT ⁸, which are able to determine the thermal and stress response,

45 40 Adiabatic rise of temperature (°C) 35 30 25 Control (CC) 20 15 Fibers (CF) 10 Granules (CG) 5 0 7 0 14 21 28 Time (day)

Figure 3

Adiabatic rise of temperature for each type of concrete

respectively, in bi-dimensional dominions of any geometry, using the finite element method. In **Fig. 7**, the transversal section of the analyzed concrete element, and the respective mesh of finite elements employed can be observed.

The softwares PFEM_2DT and PFEM_2DAT consider that the construction process is carried out by adding layers of material, which is typical of dam construction operations. The PFEM_2DAT software, which has an object-oriented architecture, makes a linear and uncoupled viscoelastic thermo-mechanic analysis of the problem. The results are integrated with the thermal analysis made by the PFEM_2DT software, in an incremental way, in order to obtain the complete solution for the strain and stress vectors derived from the thermal gradients generated by the thermal analysis software.



Figure 4

Experimental data points and best-fit curve of the Young's modulus evolution over time for each type of concrete



Figure 5

Experimental data points and best-fit curve of the flexural strength evolution over time for each type of concrete in bending tests

These tools also consider the time dependent effects, according to prediction models based on the creep function suggested by the Bureau of Reclamation⁹ and the creep coefficient given by ACI¹⁰, as well as drying shrinkage parameters recommended by CEB¹¹ and Bazant¹². The software used have already been validated in different applications involving dam and foundation structures^{8,13}. For each concrete type – CC, CG and CF – the thermal simulations were done according to the conditions and hypothesis described in **Table 4**. Taking into account the capabilities of the PFEM_2DT software, the simulation considered that the concrete was poured in 3m thick layers with an interval of 2 days between layers. This situation is common in massive structures like those found in dam construction^{14, 16}.



Figure 6

Experimental data points and best-fit curve of the creep evolution over time for each type of concrete

Given the fact that the thermal evaluation alone is not sufficient to evaluate the risk of thermal cracking, the temperature distribution on the element was used to calculate the stresses in the PFEM_2DAT software. The temperature data was transposed to a strain field distribution to determine the possibility of cracking, using the mechanical properties of the concretes obtained in previous tests, as explained above.

4. Results and discussion

4.1 Thermal analysis

As widely known, heat transfer in solids occurs due to the



Figure 7

Cross-section and finite element mesh adopted of the generic concrete element analyzed

Executive conditions

| Executive conditions | Field conditions | Characteristcs of rock | Computer simulation data |
|--|--|--|--|
| Layers of 3 m (9,84 ft) placed each 2 days. Total 30 m (98,4 ft) high (10 layers) Wet cure Metalic moulds Temperature of fresh concrete = 22°C (72°F) | Convection coefficient: 25 W/m² °C (4.4 BTU/h.ft2.°F) Atmospheric average temperature: 22°C (72°F) | THERMAL PROPERTIES - Initial temperature = 22°C (72°F) - Heat conductivity: 2,303 J/m.s.K (0.39 W/ft.°F) - Specific gravity: 2400 kg/m ³ (4045 lb/jd ³) - Specific heat: 1006 J/kg.°C MECHANICAL PROPERTIES - Young's modulus: 32 GPa (4641 ksi) - Coefficient of thermal expansion: 11,09 x 10°/°C - Poisson's ratio: 0,22 | Total number of elements: 908 Total number of nodes: 526 Time of analysis: 2400h Time step: 4 h Average element size: 0,6m (1.97 ft) FEM element: triangular with 3 nodes |

transmission of energy from one region to another that has a different temperature, and the phenomenon has a speed proportional to the temperature gap between these regions. The heat in the interior of the structural element and in its vicinity dissipates following the three basic mechanisms for heat transfer: conduction, convection, and radiation. In a mass concrete structure, the heat liberated during cement hydration causes a sharp rise in concrete temperature at its core, while heat is lost at the surface, resulting in a cooling gradient that may result in substantial thermal stresses.

Considering these behavioral aspects and the thermal properties of the different concretes tested, it was possible to arrive, by means of the computer simulations performed, at the probable range of temperatures that would be established in the cross section of the generic element taken as an example in this study. The diagram of the isotherms presented in **Fig. 8** shows the temperature gradient generated between the surface and the core of such structure, for each of the different concretes studied.

It is noticeable that the temperatures vary, approximately, from 25° C (77°F) in the regions closer to the contact with the rockbed (node 273), and on the surface of concrete (node 321), reaching up to 60° C (140°F) in the core of the structure (node 279). The thermal gradients obtained are similar for the reference concrete and those with tire particles. This behavior was expected, given that the concretes showed similar thermal properties (see Fig. 3 and Table 3).

Nonetheless, the statistical analysis of the experimental data related to the basic characterization of concretes indicated that there is a significant lower thermal conductivity and higher adiabatic rise of temperature in concrete CG^6 . This might explain why the element using data from concrete with rubber granules – CG –



Figure 8

Isotherm plots showing the temperature gradients from surface to core of (a) reference concrete (CC) after 144h, (b) concrete with tire granules (CG) after 128h, and (c) concrete with tire fibers (CF) after 144h

presented a temperature field with slightly higher values in the regions close to the concrete-bedrock interface, at the structure's core and near the surface, reaching maximum temperature values of 53.5° C (128° F), 62.5° C (145° F), and 54.5° C (130° F), at 2, 6 and 20 days, respectively. The concrete with rubber fibers – CF – attained the lowest temperature values, of 50.5° C (123° F), 59.5° C (139° F), and 51.5° C(125° F) at 2, 6 and 20 days. The reference concrete – CC – assumed an intermediate behavior (**Fig. 9**). This thermal behavior is consistent with the results of the tests of adiabatic rise of temperature, which resulted in higher values for the CG concrete and lower ones for the CF concrete.

For all concretes, at the core of the generic elements analyzed, due to the overlapping of concrete layers and the distance from the surface, the heat production is greater than the dissipation capacity, at early ages, thus the temperature only stabilizes after approximately 70 days. The short pouring interval between concrete layers does not allow the complete cooling of the precedent layer and the heat transfer is slow due to the smaller thermal gradient. Thus, the maximum temperatures occur at relatively early ages, and the temperature reaches higher values, taking longer than the outer regions to stabilize.

On the contrary, in the outer regions, at the concrete-bedrock interface or near the concrete surface, the heat production rate is smaller than the dissipation capacity. Consequently, the curve of temperature evolution reaches lower maximum values than at the core. At early ages, the heat generated in these regions, or transferred from the core, is rapidly dissipated to the neighboring environment, which has lower temperatures.

In time, the temperature of the top of the rock layer starts to rise, reducing the thermal gradient in the concrete-bedrock interface. Nevertheless, the thermal gradient remains quite large at the concrete surface, due to air renovation and the use of a metallic mould. For this reason, the cooling curves at the surface of the element are more pronounced and the temperature stabilizes after approximately 35 days, while at the concrete-bedrock interface, the stabilization occurs only after 60 days (**Fig. 9(a)** and **9(c)**).

4.2 Stress analysis

When the temperature rises, concrete expands proportionally to its thermal expansion coefficient. At early ages, the concrete microstructure is in a plastic state, and presents little restriction to this expansion. In time, however, concrete hardens and assumes a viscoelastic behavior, generating restrictions and causing the development of considerable compression stresses. In mass concrete elements, the concrete continues to expand until the maximum temperature is reached. When it starts to cool, concrete contracts, relieving the compression stresses.



Figure 9

Temperature evolution: (a) at the concrete-bedrock interface (node 273); (b) at the core of the concrete element (node 279) and (c) at the surface of the concrete element (node 321)



Figure 10

Evolution of tensile stresses: (a) at the concrete-bedrock interface (element 530); (b) at the core of the concrete element (element 427) and (c) at the surface of the concrete element (element 511)

This trend continues until the decline in temperature begins to generate tensile stresses, which become constant with the stabilization of the temperature. The differences in terms of evolution of temperatures and maximum normal stress for each concrete type tested can be observed in Fig. 9(a) and 10(a), Fig. 9(b) and 10(b), Fig. 9(c) and 10(c).

In spite of the fact that the distinct concrete mixes had similar thermal behavior, the thermo-mechanic analysis resulted in great differences in the stress values over time. In all three regions considered - next to the concrete-bedrock interface (Fig. 10(a)), at the element core (Fig. 10(b)), and on the concrete surface (Fig. 10(c)) - the CC concrete resulted in higher tensile stresses, up to twice those found in the CG concrete element, while the element made with CF concrete presented an intermediary behavior.

These results can be explained by the differences between the E-modulus and the creep values of the concretes studied, as presented in **Fig. 4** and **6**. The concretes with tire rubber had a smaller Young's modulus, 27% lower than that of the reference concrete; and presented higher creep, about 20% superior to that of the reference concrete, which allowed a better absorption of the strains, relieving tensile stresses. According to Mehta and Monteiro¹⁶, the lower the E-modulus, the smaller is the

quantity of elastic tensile stress induced, at a given magnitude of shrinkage. Additionally, the larger the creep, the larger the stress relaxation will be, which also reduces the tensile stress. In Figure 11 a comparison is shown between the evolution of thermal stresses and the evolution of tensile strength for concrete types CC, CF, and CG. It can be observed that, in all cases, the generated stress surpasses the tensile strength of the concrete. However, in the CC element, this occurs earlier (approximately on day 26) than in the elements made with concretes CF and CG (where it occurs on days 38 and 60, respectively). This means that a situation of potential cracking due to thermal effects would occur in the CC concrete element earlier and with larger intensity than in the elements made with CF and CG concretes. In line with this fact, earlier studies on cracks evolution have found that composites made with a cementitious matrix reinforced with tire rubber particles demand more time to show cracks and, when it happens, the cracks tend to be finer, discontinuous and more evenly distributed. This behavior was attributed to the capacity of the rubber to absorb energy and deflect the original path of micro-cracks when these start to propagate on the interface between aggregates and cement paste^{17,18}. This way, rubber particles act to delay and reduce cracks, improving the deformation capacity of the material.



Figure 11

Evolution of thermal stresses versus tensile strength (element 427): (a) of concrete (CC); (b) of concrete (CF) and (c) of concrete (CG)

5. Further research

To corroborate the results obtained in this study, it is necessary to compare them with experimental results obtained monitoring real structures made with concretes similar to the CC, CG, and CF mixes studied here. In addition, it would be useful to make a thermo-mechanic analysis comparing control mixes of same compressive strength, with or without the addition of tire particles, to check the viability of replacing conventional concrete for rubberized concrete in some applications, with thermal gains and without any significant loss of structural efficiency.

6. Conclusions

Based on the thermo-mechanic analysis carried out in this work, the following conclusions could be drawn:

The thermal gradients and the temperature evolution of the reference concrete and the rubberized concretes tested are similar.

Although the maximum temperature values found are similar for all concretes, those with tire rubber particles developed lower tensile stresses, about half of the ones found for the control concrete.

In the element made with the control concrete, the tensile stress generated by the temperature variation surpasses the tensile strength earlier than on the elements made with tire particles, increasing the risk of cracking. The thermo-mechanic analyses carried out indicated that the use of concrete with tire rubber particles can be an efficient alternative to minimize the risk of thermal cracking, when compared with the control concrete.

Between the rubberized concretes, the risk of cracking was lower when particles in the form of granules were used.

7. Acknowledgements

The authors would like to thank FURNAS Centrais Elétricas S/A, specially the Concrete Laboratory Team, for technical support. Also thanks to ANEEL – National Electrical Energy Agency and CNPq-Brasil – National Council for Scientific and Technological Development, for financial support.

8. References

- Li, Z., Li, F., Li, J. S. L. ,"Properties of concrete incorporating rubber tire particles", Magazine of Concrete Research, V. 50, No. 4, 1998, pp. 297-304.
- Khatib, Z. K., Bayomy, F. M., "Rubberized Portland Cement Concrete", Journal of Materials in Civil Engineering, V. 11, No. 3, 1999, pp. 206-213.

- 3. Topçu, I. B., "The properties of rubberized concretes", Cement and Concrete Research, V. 25, No. 2, 1995, pp. 304-310.
- 4. Toutanji, H. A., "The Use of Rubber Tire Particles in Concrete to Replace Mineral Aggregates", Cement and Concrete Composites, V. 18, No. 2, 1996, pp. 135-139.
- ACI Committee 207. "Guide to Mass Concrete". ACI 207.1R-05, 2005, 30p.
- Albuquerque, A.C. "Studying mass concrete with tire rubber". PhD Dissertation - Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS), Brazil, 2009. (in Portuguese).
- Albuquerque, A.C., Hasparyk, N.P., Andrade, M.A.S., Andrade, W.P. "Polymeric Admixtures as Bonding Agent between Tire Rubber and Concrete Matrix". ACI - Special Publication 229, Michigan/USA, v. 229, p. 479-496, 2005.
- Santos, S.B. "A Contribution to the Study of thermomechanical behavior of mass concrete structures. Viscoelastic Linear Modeling and Applications". Masters Thesis. Brazil, Federal University of Espírito Santo, 2004. (in Portuguese)
- U. S. BUREAU OF RECLAMATION. "Creep of concrete under high intensity loading" Concrete Laboratory Report N0 C-820, Denver – Colorado, 1956.
- ACI: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE Committee N° 209. "Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures". Detroit, 1992.
- CEB-FIP MODEL CODE: Comité Européen Du Béton

 Federation Internationale de la Précontrainte. Bulletin d'Information N° 203.Vienne: 1991.
- 12. BAŽANT, Z. P. "Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete". In: 4° RILEM International Symposium: creep and shrinkage of concrete, Illinois USA, 1987.
- Santos, S. B.; et al. "Evaluation of results obtained by a voltage meter installed in a block of mass concrete and the values generated by the program PFEM_2DAT". In: 46° Brazilian Congress of Concrete – Brazil, 2004. (in Portuguese)
- Furnas Centrais Elétricas S.A. "Concrete: mass, structural, projected and roller compacted: testing and properties". Editor Walton Pacelli de Andrade - São Paulo: Pini, 1997. (in Portuguese)
- Calmon, J. L. "Study of thermal and stress behavior in massive concrete structures. Application to the dams during the construction phase". PhD Dissertation - Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, 1995. (in Spanish)
- Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. "Concrete: Structure, Properties and Materials". 2nd Edition. New Jersey, EUA: Prentice Hall, 1994.
- Turatsinze, A., Bonnet, S., Granju, J.-L. "Potential of rubber aggregates to modify properties of cement based-mortars: Improvement in cracking shrinkage resistance". Construction and Building Materials 21 (2007) 176–181.
- Segre, N., Ostertag, C., Monteiro, P.J.M. "Effect of tire rubber particles on crack propagation in cement paste". Materials Research, Vol. 9, No. 3, 311-320, 2006.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Pervious concrete made with electric furnace slag (FEA): mechanical and hydraulic properties

Concreto permeável de escória de forno elétrico (FEA): propriedades mecânicas e hidráulicas









G. F. B. SANDOVAL ^a gersson.barreto@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-8702-8844

I. GALOBARDES ^b isaac.galobardes@xjtlu.edu.cn https://orcid.org/0000-0002-3569-2241

C. DIAS a caroldias.cdc95@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6604-1313

A. CAMPOS a andre.moura@uel.br https://orcid.org/0000-0002-0083-4481

B. M. TORALLES a toralles@uel.br https://orcid.org/0000-0001-8828-7250

Abstract

The objective of this work is to make feasible the use of FEA slag instead of the conventional bulk aggregate in the pervious concrete (PC) production, reaching the minimum parameters required by NBR16416/2015 and ACI 522R-10. This substitution would minimize the use of natural aggregates, besides taking advantage of a residue that has no specific destination. In order to reach the objective, three FEAs with different grain sizes were chosen: 6-10 mm (A), 10-20 mm (B) and finally a mixture of the two previous ones (C) in the proportion 30-70 respectively. In order to evaluate its mechanical behavior, tests of compressive strength and flexural tensile tests were carried out, while the evaluation of the hydraulic behavior, porosity and constant head permeability test were performed. The compressive strength varies from 19-31MPa and 3-4MPa for flexural tensile strength was obtained. In hydraulic terms, the porosity varied from 15-20% and the permeability coefficient was 10-12mm/s. There is also a direct influence of grains of size less than 4.8 mm (small aggregate) on the compressive strength and permeability of PCs. At the end of the results, it was possible to establish a correlation between the compressive strength, the permeability and the percentage of grains inferior to 4.8mm (sand%), being this positive in relation to the studied variables, that is, the mechanical and hydraulics. Therefore, it has been concluded that the total substitution of conventional aggregates by FEA in CoPe manufacturing will comply with the minimum parameters of NBR 16416/2015.

Keywords: pervious concrete, permeability, porosity, sustainability, electric furnace slag.

Resumo

O objetivo deste trabalho é viabilizar o uso de escória de forno elétrico (FEA) em substituição ao agregado graúdo convencional na fabricação de concreto permeável (CoPe), atingindo os parâmetros mínimos exigidos pela norma NBR16416/2015. Esta substituição minimizaria a utilização de agregados naturais, além de aproveitar um resíduo que não tem destinação específica. Para alcançar o objetivo foram escolhidos três FEA's com diferentes distribuições granulométricas: 6-10 mm (A), 10-20 mm (B) e finalmente uma mistura das duas anteriores (C) na proporção 30-70 respectivamente. Para avaliar seu comportamento mecânico foram realizados ensaios de resistência à compressão e tração na flexão, enquanto na avaliação do comportamento hidráulico, índice de vazios e permeabilidade à carga constante foram realizados. Na compressão foram obtidas resistências variando de 19-31MPa e 3-4MPa na tração na flexão. Em termos hidráulicos, o índice de vazios variou de 15%-20% e o coeficiente de permeabilidade de 10-12mm/s. Também se verifica a influência direta dos grãos de tamanho inferior a 4.8 mm (agregado miúdo) na resistência à compressão e na permeabilidade dos CoPes. Ao final, a partir dos resultados obtidos foi possível estabelecer uma correlação entre a resistência à compressão, a permeabilidade de a porcentagem de grãos inferiores a 4.8mm (%areia), sendo esta positiva em relação às variáveis estudadas, ou seja, as propriedades mecânicas e hidráulica. Por tanto foi concluído que é vável a substituição total dos agregados convencionais por FEA na fabricação de CoPe cumprindo com os parâmetros mínimos da NBR 16416/2015.

Palavras-chave: concreto permeável, permeabilidade, índice de vazios, sustentabilidade, escória de forno elétrico.

Universidade Estadual de Londrina, Departamento de Construção Civil, Londrina, PR, Brasil;
 Xí'an Jiaotong-Liverpool University, Suzhou, China.

Received: 02 Apr 2018 • Accepted: 16 Sep 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introduction

The growth of the cities has taken place rapidly and sharply in the last years, bringing with it several damages to the environment, including the reduction of pervious areas. Soil waterproofing significantly reduces its natural capacity to absorb rainwater, which can result in floods that mainly affect large urban centers [1, 2].

In civil construction, a widely used material in pavements is conventional concrete, which has a low permeability coefficient (about 1x10-8 m/s) due to its low percentage of voids [3]. For this reason, its application results in soil waterproofing. In search of an alternative that does not waterproof the soil, research has been carried out in the search for materials that allow the passage of water through its structure, without changing the mechanical properties [1].

The use of permeable materials helps to reduce the impacts caused by waterproofing, which provides balance in the hydrological cycle that is altered in a radical way with the waterproof coatings of the big cities, minimizing the risk of accidents with vehicles by the phenomenon of hydroplaning and diseases derived from floods, ensuring the safety of the environment [1].

Among these materials is the pervious concrete (PC) which, because of its composition, has a high porosity due to the partial or total lack of small aggregates in the mixture. This concrete has a drainage capacity greater than the conventional one, which reduces the flow of rainwater present in the surface runoff [4].

PC is composed of Portland cement, coarse aggregate and water, with little or no small aggregate (sand), which facilitates the formation of interconnected internal voids that allow the fast and safe flow of water [1,2,5,6].

In terms of mechanical strength, this material works in the range of 3-30 MPa [7–10], and can be used on pedestrian sidewalks and light traffic pavements. In hydraulic terms, the permeability coefficient of the material varies from 1 to 20mm/s, which guarantees the rapid flow of water through its structure [4,11–14].

Currently, construction waste has been used as an aggregate in the manufacture of PC. The mechanical properties obtained with some of these aggregates vary from 6 to 14 MPa in the compressive strength and from 1 to 2 in the flexural strength[15,16], with a reduction in these properties when compared to the use of conventional aggregates [1]. However, the hydraulic properties comply with the requirements of national and international regulations, above 1 mm/s [17].

In order to improve the mechanical properties of the pervious concrete made from waste, the steel slag (FEA), which is generated in the production of second-line steel, has been used, and has physical characteristics similar to conventional aggregates [18]. The use of this slag is feasible since according to the Brazilian Steel Institute [19], in the production of one ton of steel, approximately 600kg of waste is generated, of which 60% correspond to steel slag.

When compared to conventional aggregates, aggregates of slag present higher specific mass and negligible amount of fines in the particle size composition [18].

In mechanical terms, pervious concretes with FEA reach compressive strengths in the range of 8-20MPa and flexural strengths of 2 to 4 MPa [18,20], being remarkable the improvement in the mechanical properties. In the hydraulic properties, the material has a porosity in the range of 15-30% and a permeability coefficient of more than 1 mm/s.



Figure 1 Steel aggregates used (FEA)

From the above, a study was carried out at the Polytechnic University of Catalonia on pervious concrete with stabilized FEA. Therefore, this study evaluated the feasibility of using FEA as large aggregates in the manufacture of PC with minimum mechanical and hydraulic performance required by ABNT NBR 16416/2015. For this, three pervious concretes were produced with three different slag particle size, and evaluated for mechanical strengths (compression and flexural) and hydraulic properties (porosity and permeability).

2. Material and methods

2.1 Material

In order to evaluate the mechanical and hydraulic properties of PC produced with steel slag aggregates (Figure 1), three different particle sizes were chosen: the first with aggregates of size ranging from 4 to 10 mm (A), the second with size of 10-20 mm (B) and the third corresponding to a particle size composition of 30% (A) and 70% (B), generating the particle size (C). The slag used is stabilized with an expansion potential of 0.6 being practically negligible and can be used in the manufacture of building materials according to UNE-EN 1744-1:2010 [21].

In Figure 2 and Table 1, the particle size curves and the particle



Figure 2 Particle size of steel slag aggregates

Particle size analysis of steel aggregates

| A | ۱ | E | 3 | (| > |
|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
| Sieve (mm) | % passing | Sieve (mm) | % passing | Sieve (mm) | % passing |
| 40 | 100 | 40 | 100 | 40 | 100 |
| 25 | 100 | 31.5 | 100 | 31.5 | 100 |
| 16 | 100 | 20 | 97 | 20 | 97.9 |
| 12.5 | 100 | 14 | 69 | 14 | 78.3 |
| 10 | 92 | 12.5 | 50 | 12.5 | 62.6 |
| 8 | 75 | 10 | 21 | 10 | 37.2 |
| 6.3 | 54 | 6.3 | 1 | 6.3 | 16.9 |
| 4 | 24 | 4 | 0 | 4 | 7.2 |
| 2 | 10 | 2 | 0 | 2 | 3 |
| 1 | 6 | 1 | 0 | 1 | 1.8 |
| 0.5 | 4 | 0.5 | 0 | 0.5 | 1.2 |
| 0.25 | 3 | 0.25 | 0 | 0.25 | 0.9 |
| 0.125 | 2 | 0.125 | 0 | 0.125 | 0.6 |
| 0.063 | 1.6 | 0.063 | 0.2 | 0.063 | 0.62 |
| Sand (%) | 50.6 | 1. | 2 | 15. | 32 |
| Dmax (mm) | 10 | 2 | 0 | 2 | 0 |



Figure 3 Method for production of pervious concretes: a) mixing in the concrete mixer; b) visual analysis; c) final result; d) slump test

Experimental planning

| Туре | Test | Type of | Specimen size | Samples per age | | | |
|-----------------------------------|---|-------------|-----------------|-----------------|---------|---------|--|
| of test | lesi | specimen | (mm) | 7 days | 14 days | 28 days | |
| Compressive strength (NBR 5739/19 | Compressive strength (NBR 5739/1994) | Cylindrical | 150 X 300 | 5 | - | 5 | |
| Mechanica | Flexural tensile strength (ASTM C78-02) | Beam | 150 X 150 X 600 | - | - | 4 | |
| Lludroulio | Porosity (Empirical) | Cylindrical | 150 X 300 | - | - | 3 | |
| nyuldulic | Constant head permeability | Cylindrical | 150 X 300 | - | - | 3 | |

size analysis of the slag aggregates used are shown, where it is possible to observe that the slag A shows a more continuous trend, whereas the slag B and C have uniform grain sizes.

To analyze the influence of the fines on the mechanical and hydraulic behavior of the material, the material passing through the sieves 4.8 up to 0.063 mm was considered as small aggregate (sand), as listed in Table 1. The steel aggregates used in the experimental study had different particle size curves, and therefore different sand contents. Slag A presents a percentage of sand of 50.6%, B, 1.2% and the slag C, 15.32%.

2.2 Mixing and production

Concretes were produced in a vertical shaft mixer of PROMSA (Barcelona, Spain), with the following mixing procedure: first, the steel aggregates, the sand (according to each trait), the cement and 50% of the water were added; these were mixed for 1 minute for homogenization. Then, the resin was added and the material was mixed for a further 1 minute, and finally the remainder of the water was added along with the additive, mixing for 3 minutes, to-taling 5 minutes mixing. Figure 3 illustrates the steps of the mixing process of the pervious concretes.

During the production of the three mixtures, it was verified that none of them presented excess water and that all reached zero slump, as expected according to the literature for this type of concrete, due to the low a/c ratios [1,2]. In Figure 3 (c), the plasticity of the mixture is observed, whereas in Figure 3 (d) the slump test is shown, which was zero for the 3 particle sizes.

2.3 Experimental planning

After the mixing process, the specimens were cast for the mechanical and hydraulic tests, respectively. Experimental planning is presented in Table 2.

As presented in Table 2, the tests of compressive strength, porosity and permeability were performed on cylindrical specimens in order to directly correlate these three properties.

2.4 Compaction

The compacting procedure used in the cylindrical and prismatic specimens was the single-layer vibrating table (Figure 4c) for 30 seconds. Cylindrical specimens were cast with 150 mm in diameter and 300 mm in height (Figure 4a and 4d), as well as beams with 150 mm x 150 mm x 600 mm (Figure 4b and 4d). Table 3 lists the consumption of materials per cubic meter, used in the production of pervious concrete.

As the a/c ratio employed was very low, it was necessary to incorporate the polyfunctional superplasticizer additive (pH 5, density 1,180 g/cm³ and chloride contents<0.1%) [22], which ensured good plasticity in the mixing and facilitated the casting process of specimens. It was also used a polymer resin (pH 9, density 1.05 g/ cm³, viscosity of 12cPoises) [23] in order to increase the adhesion between the mortar and the steel aggregates, thus guaranteeing good mechanical strength without damaging the permeability.

2.5 Porosity

The porosity in the hardened state was determined in the same



Figure 4 Casting and compacting specimens

Consumption of materials per m³

| Particle size | Cement (kg/m³) | Slag (kg/m³) | a/c | Water (kg/m³) | Polymer resin (kg/m³) | Superplasticizer (kg/m³) |
|---------------|-------------------|-----------------|------|------------------|--------------------------|-----------------------------|
| А | 350 | 2570 | 0.24 | 142.8 | 50 | 1.05 |
| В | 350 | 2570 | 0.24 | 142.8 | 50 | 1.05 |
| С | 350 | 771-1779 | 0.24 | 14.8 | 50 | 1.05 |



Figure 5

Constant head permeability test

test specimens used in the compressive strength test, which were tested in the saturated surface dry condition, in order to guarantee the non-absorption of water. The specimens were wrapped in PVC film by the side and bottom surfaces and then inserted in the cylindrical metal mold of the same dimensions to ensure that the PVC film did not suffer deformations. The metal mold with the specimen had its mass measured and tared on a scale. Finally, water was added to fill the internal voids of the material and when the water touched the surface of the specimen, its mass was determined. The porosity was calculated using Equation 1 [4,13,24].

$$V = \frac{V_{water} * 100}{V_{cp}} \tag{1}$$

Where:

V = porosity (%)

 $V_{\mbox{\tiny water}}$ = Volume of water added up until reaching the surface of the specimen (I)

 $\rm V_{\rm cp}$ = Volume of the specimen with 150 mm in diameter and 300 mm in height (I)

2.6 Permeability

The constant head permeability test follows the principle of Darcy's Law [13,25–27] and basically measures the amount of water passing through the specimen over a given time interval. For this test, the specimens used in the compressive strength test were again used, also in the saturated surface dry condition. The specimens were wrapped in PVC film, followed by a coating with conventional adhesive tape and, finally, a layer of polyethylene adhesive tape with cotton cloth (Silver Tape), in order to guarantee impermeability [4].



Figure 6

Results of mechanical properties a) Compressive strength; b) Flexural tensile strength

The specimen was then positioned between two PVC tubes of the same diameter, the top tube containing an outflow pipe to ensure constant water level during the test, as shown in Figure 5.

3. Results and analysis

3.1 Mechanical properties

The results corresponding to the compressive strength and flexural strength tests are shown in Figure 6.

For the compressive strength, ANOVA indicated with a p-value lower than 0.5% that particle size A is significantly different from the other two particle sizes used in the two mechanical properties analyzed, presenting on average a strength value of approximately 32 MPa in the compression. This result can be explained by the arrangement of the granulometry A, aggregates which have a larger size range, increasing the points of contact between the particles, which facilitates the distribution of stresses and results in an increased mechanical strength. However, the particle sizes B and C do not present significant differences from each other. In the case of concrete with aggregates of the slag B, its particle size is more uniform and the contact between the grains is punctual, which impairs the distribution of the loads and decreases the strength. Finally, the slag C improves mechanical strength, but because it presents a predominance of size 10-20mm, it is lower compared to A. In the case of flexural tensile strength, the tendency was practically equal, with particle size A presenting a significant difference from the other two. B and C, which showed no difference from each other. The three particle sizes comply with the minimum strength established by the Brazilian standard NBR 16416/2015 (> 2MPa), to be used in light traffic pavements or sidewalks for pedestrians.

3.2 Hydraulic properties

The results corresponding to the porosity and permeability are

shown in Figure 7. As shown in Figure 7, the three slag particle sizes used complied with the minimum permeability required by NBR 16416/2015, of 1mm/s. With a value lower than 0.5%, the particle size A presented significant difference only from the particle size B, and the particle sizes B and C showed no difference from each other. The permeability coefficients obtained are between 10 and 12 mm/s, within the range of values reported in the literature [28-30] the impact of this distribution on the permeability of the pavement has not been considered. This research investigates the impact of a vertical porosity distribution on the overall permeability of pervious concrete. First, an unimpaired porosity-permeability relationship was generated using pervious concrete specimens which had uniform porosity throughout. This relationship was then used in conjunction with the vertical porosity distribution of surface compacted pervious concrete specimens to generate a vertical permeability distribution. An effective permeability value was used to summarize the overall behavior of the permeability distribution and was shown to have a much better correlation with the actual permeability of the specimens than the permeability predicted using the average porosity of the specimen. Additionally, an analysis of the relationship between the permeability distribution and the effective permeability showed that the minimum permeability (and therefore minimum porosity. The permeability of the material is related to the particle size distribution of the grains, which indicates that more continuous particle sizes exhibits lower permeability coefficients when compared to uniform particle sizes, as is the case of slags A and B [4].

Regarding the porosity, the 3 particle sizes present a significant difference from each other, as observed in Figure 7, and the values obtained are between 15 and 20%. This property is directly related to the particle size distribution and the consumption of materials.

3.3 Correlations

Table 4 lists a summary of the mechanical and hydraulic properties







Table 4

Summary of results

| Particle size | | Α | | | | В | | | | С | | |
|---------------|-------------|-----------------------|----------|-------------|-------------|-------------------------|----------|-------------|-------------|----------------------|-------------|-----------------|
| Property | ťc (MPa) | f _{ff} (MPa) | ф (%) | k (mm/s) | ťc (MPa) | f _# (MPa) | ф (%) | k (mm/s) | ťc (MPa) | f _# (MPa) | k (mm/s) | Ф (%) |
| Mean | 31.53 | 4.07 | 15.23 | 10.02 | 18.90 | 3.17 | 20.09 | 12.97 | 23.30 | 3.43 | 11.00 | 17.21 |
| SD | 1.29 | 0.16 | 0.66 | 0.78 | 2.60 | 0.18 | 1.02 | 0.98 | 1.87 | 0.11 | 1.13 | 0.72 |
| CV (%) | 4.09 | 3.83 | 4.32 | 7.83 | 13.76 | 5.61 | 5.07 | 7.54 | 8.01 | 3.24 | 10.30 | 4.21 |

of pervious concrete obtained in the experimental study, as well as the mean values, standard deviation and coefficient of variation of each property.

According to Table 4, the coefficients of variation found for the properties evaluated are in accordance with the literature [31], due to the quality control during the casting of the specimens, once all concretes were cast on the same day, reducing the temperature interference. In addition, moisture control of the aggregates was performed and, because the compacting procedure was performed with the help of the vibrating table, there was a reduction in the variability resulting from the human operator in the production process.

In order to better interpret the obtained results, two parametric correlation analyses were implemented: the first related to the hydraulic properties (porosity and permeability), and the second related to the influence of fine aggregates (% sand) corresponding to each particle size studied in the mechanical and hydraulic properties of the material.

Figure 8 illustrates the proposed correlation between the porosity and the permeability coefficient of the pervious concrete.

According to some studies, the correlation between permeability and the porosity for large intervals and large number of data have a most exponential trend [13,28]the impact of this distribution on the permeability of the pavement has not been considered. This research investigates the impact of a vertical porosity distribution on the overall permeability of pervious concrete. First, an unimpaired porosity-permeability relationship was generated using pervious concrete specimens which had uniform porosity throughout. This relationship was then used in conjunction with the vertical porosity distribution of surface compacted pervious concrete specimens to generate a vertical permeability distribution. An effective permeability value was used to summarize the overall behavior of the permeability distribution and was shown to have a much better correlation with the actual permeability of the specimens than the permeability predicted using the average porosity of the specimen. Additionally, an analysis of the relationship between the permeability distribution and the effective permeability showed that the minimum permeability (and therefore minimum porosity, but when smaller intervals are considered and if there is little data, it can be considered a linear trend [1,32–34], which is the case of the present study, therefore a linear correlation was proposed considering a porosity of approximately 15-20% and a permeability range of 9-14mm/s, this correlation presented a good fit for the studied materials.

Considering that the 3 slags used had different sand contents (<4.8 mm), an analysis was carried out to check for the influence of this percentage of sand on the mechanical and hydraulic properties of the material. Figure 9 shows the proposed correlation between the properties of compressive strength and permeability with the percentage of sand of each of the particle sizes used.

According to Figure 9, there is an approximate linear correlation between the compressive strength and the percentage of sand for the analyzed data range, i.e., the higher the amount of sand, the greater the strength of the material, since sizes smaller than 4.8 mm improve the particle size curve, reducing porosity and increasing the mechanical response of the material. On the other hand, the increase in sand percentage results in a decrease in the permeability of the material, since this results in the formation of smaller voids, reducing the hydraulic capacity of the internal channels of the concrete and consequently, the speed of water passage.



Figure 8

Correlation between permeability and porosity





Experimental results

| PC | ť (MPa) | k (mm/s) | sand (%) |
|----|------------|-------------|-------------|
| A | 31.50 | 10.02 | 50.60 |
| В | 18.90 | 12.97 | 1.20 |
| С | 23.30 | 11.00 | 16.02 |

Thus, there is a balance between the percentage of sand and the two properties previously analyzed, which means that depending on the final use of the material, the addition of grains smaller than 4.8mm can be implemented or not to increase the mechanical strength without highly compromising the permeability of the material.

In order to evaluate the possible relationships between the experimental results obtained, the results of compressive strength (f'c), permeability (k) and percentage of sand (s) were collected for each mixture studied. These data can be found in Table 5.

To study the relationships between parameters, a three-step analysis (1, 2, 3) was performed. The results of the three characteristics are used to obtain an equation that relates them through a nonlinear regression (Equation 2) using the experimental software for data curve fit (LAB Fit).

$$f'_{c} = 19.274 \cdot k^{0.004 \cdot (\% \text{ sand})}$$
⁽²⁾

Considering the coefficient of correlation obtained, the estimates are well suited, since R^2 is equal to 0.98. The average relative error of the estimate of f'c presents a value of 2.07%, which cannot be considered significant in relation to the intrinsic variability presented by the previous concrete. Thus, using this approach, an acceptable correlation was obtained for the range of data analyzed (empirical analysis).

4. Conclusions

According to the results obtained in the present study, the following conclusions were obtained:

- The three slag particle sizes used meet the minimum parameters required by NBR 16416/2015, easily complying with the permeability and strength values, enabling the use of this type of aggregates in the manufacture of pedestrian walkways and light traffic pavements;
- The maximum size of the slag grains was predominant for the compressive strength. In the case of the range 6-10 mm, the best result was obtained, mainly due to its particle size composition with 50.6% sand, which led to a greater gain in strength;
- In hydraulic terms, the correlation between the permeability and the porosity of the material agrees with that found in the literature for pervious concretes with a porosity between 15 and 25%, since they are directly proportional properties and are related to the particle size of the type of aggregate used;
- There is a direct influence of the sand percentage relative to each particle size on the mechanical and hydraulic properties of PC, so an optimum range of sand can be found which contributes to the strength without compromising the permeability of the material.

5. References

- G.F. Barreto Sandoval, DESEMPENHO DO CONCRETO POROSO COM, Universidade Estadual de Londrina, 2014. http://www.uel.br/pos/enges/portal/pages/arquivos/dissertacao/GERSSON BARRETO SANDOVAL 2013-1.pdf.
- [2] P.D. Tennis, M.L. Leming, D.J. Akers, Pervious Concrete Pavements, 2004. http://myscmap.sc.gov/marine/NERR/ pdf/PerviousConcrete_pavements.pdf.
- [3] P.K. Mehta, P.J.M. Monteiro, Concrete: microstructure, properties, and materials, 2006. doi:10.1036/0071462899.
- [4] G.F.B. Sandoval, I. Galobardes, R.S. Teixeira, B.M. Toralles, Comparison between the falling head and the constant head permeability tests to assess the permeability coefficient of sustainable Pervious Concretes, Case Stud. Constr. Mater. 7 (2017) 317–328. doi:10.1016/j.cscm.2017.09.001.
- [5] P. Chindaprasirt, S. Hatanaka, T. Chareerat, N. Mishima, Y. Yuasa, Cement paste characteristics and porous concrete properties, Constr. Build. Mater. 22 (2008) 894–901. doi:10.1016/j.conbuildmat.2006.12.007.
- [6] A.K. Chandrappa, K.P. Biligiri, Pervious concrete as a sustainable pavement material-Research findings and future prospects: A state-of-the-art review, Constr. Build. Mater. 111 (2016) 262–274. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.02.054.
- [7] O. Deo, N. Neithalath, Compressive behavior of pervious concretes and a quantification of the influence of random pore structure features, Mater. Sci. Eng. A. 528 (2010) 402– 412. doi:10.1016/j.msea.2010.09.024.
- [8] R. Zhong, K. Wille, Compression response of normal and high strength pervious concrete, Constr. Build. Mater. 109 (2016) 177–187. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.01.051.
- [9] O. Deo, N. Neithalath, Compressive response of pervious concretes proportioned for desired porosities, Constr. Build. Mater. 25 (2011) 4181–4189. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.04.055.
- [10] R. Zhong, K. Wille, Linking pore system characteristics to the compressive behavior of pervious concrete, Cem. Concr. Compos. 70 (2016) 130–138. doi:10.1016/j.cemconcomp.2016.03.016.
- [11] B. Huang, H. Wu, X. Shu, E.G. Burdette, Laboratory evaluation of permeability and strength of polymer-modified pervious concrete, Constr. Build. Mater. 24 (2010) 818–823. doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.10.025.
- [12] J.T. Kevern, Evaluating Permeability and Infiltration Requirements for Pervious Concrete, J. Test. Eval. 43 (2015) 20130180. doi:10.1520/JTE20130180.
- [13] N. Neithalath, M.S. Sumanasooriya, O. Deo, Characterizing pore volume, sizes, and connectivity in pervious concretes for permeability prediction, Mater. Charact. 61 (2010) 802– 813. doi:10.1016/j.matchar.2010.05.004.
- [14] H. Li, M. Kayhanian, J.T. Harvey, Comparative field permeability measurement of permeable pavements using ASTM C1701 and NCAT permeameter methods, J. Environ. Manage. 118 (2013) 144–152. doi:10.1016/j.jenvman.2013.01.016.
- [15] M. Aamer Rafique Bhutta, N. Hasanah, N. Farhayu, M.W. Hussin, M.B.M. Tahir, J. Mirza, Properties of porous concrete

from waste crushed concrete (recycled aggregate), Constr. Build. Mater. 47 (2013) 1243–1248. doi:10.1016/j.conbuild-mat.2013.06.022.

- [16] M. Gesoğlu, E. Güneyisi, G. Khoshnaw, S. Ipek, Investigating properties of pervious concretes containing waste tire rubbers, Constr. Build. Mater. 63 (2014) 206–213. doi:10.1016/j. conbuildmat.2014.04.046.
- [17] G.F.B. Sandoval, I. Galobardes, R.S. Teixeira, B.M. Toralles, Case Studies in Construction Materials Comparison between the falling head and the constant head permeability tests to assess the permeability coe ffi cient of sustainable Pervious Concretes, Case Stud. Constr. Mater. 7 (2017) 317–328. doi:10.1016/j.cscm.2017.09.001.
- [18] W. Yeih, T.C. Fu, J.J. Chang, R. Huang, Properties of pervious concrete made with air-cooling electric arc furnace slag as aggregates, Constr. Build. Mater. 93 (2015) 737–745. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.05.104.
- [19] Instituto Aço Brasil, Relatório de Sustentabilidade 2014 Sabesp, (2014) 246. doi:10.1017/CBO9781107415324.004.
- [20] K. Ćosić, L. Korat, V. Ducman, I. Netinger, Influence of aggregate type and size on properties of pervious concrete, Constr. Build. Mater. 78 (2015) 69–76. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.12.073.
- [21] UNE EN 1744-1, Ensayos para determinar las propiedades químicas de los áridos. Parte 1: Análisis químico., ([s.d.]).
- [22] BASF, POZZOLITH 475 N, BASF Constr. Chem. España, S.L. (2010) 1–2.
- [23] PROPAMSA, Propam emulsión ®, (2010) 102–103.
- [24] N. Neithalath, J. Weiss, J. Olek, Characterizing Enhanced Porosity Concrete using electrical impedance to predict acoustic and hydraulic performance, Cem. Concr. Res. 36 (2006) 2074–2085. doi:10.1016/j.cemconres.2006.09.001.
- [25] J.T. Kevern, V.R. Schaefer, K. Wang, Predicting Performance of Pervious Concrete using Fresh Unit Weight J.T. Kevern 1, V.R. Schaefer 2, and K. Wang 3 1, (2009).
- [26] A.K. Chandrappa, K.P. Biligiri, Comprehensive investigation of permeability characteristics of pervious concrete: A hydrodynamic approach, Constr. Build. Mater. 123 (2016) 627–637. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.07.035.
- [27] American Concrete Institute (ACI), Report On Pervious Concrete (ACI 522-R10), 2010.
- [28] W.D. Martin, N.B. Kaye, B.J. Putman, Impact of vertical porosity distribution on the permeability of pervious concrete, Constr. Build. Mater. 59 (2014) 78–84. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.02.034.
- [29] R. Pieralisi, S.H.P. Cavalaro, A. Aguado, Advanced numerical assessment of the permeability of pervious concrete, Cem. Concr. Res. 102 (2017) 149–160. doi:10.1016/j.cemconres.2017.09.009.
- [30] K.H. Fwa, T.F.;Lim Emiko; Tan, Comparison of Permeability and Clogging Characteristics of Porous Asphalt and Pervious Concrete Pavement Materials, (2014).
- [31] A. Kia, H.S. Wong, C.R. Cheeseman, Clogging in permeable concrete: A review, J. Environ. Manage. 193 (2017) 221–233. doi:10.1016/j.jenvman.2017.02.018.
- [32] C. Gaedicke, A. Marines, F. Miankodila, A method for comparing cores and cast cylinders in virgin and recycled

aggregate pervious concrete, Constr. Build. Mater. 52 (2014) 494–503. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.11.043.

- [33] B.J. Putman, A.I. Neptune, Comparison of test specimen preparation techniques for pervious concrete pavements, Constr. Build. Mater. 25 (2011) 3480–3485. doi:10.1016/j. conbuildmat.2011.03.039.
- [34] A.I. Neptune, B.J. Putman, Effect of Aggregate Size and Gradation on Pervious Concrete Mixtures, ACI Mater. J. (2010).



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Pervious concrete made with electric furnace slag (FEA): mechanical and hydraulic properties

Concreto permeável de escória de forno elétrico (FEA): propriedades mecânicas e hidráulicas











G. F. B. SANDOVAL ^a gersson.barreto@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-8702-8844

I. GALOBARDES ^b isaac.galobardes@xjtlu.edu.cn https://orcid.org/0000-0002-3569-2241

C. DIAS a caroldias.cdc95@gmail.com https://orcid.org/0000-0001-6604-1313

A. CAMPOS a andre.moura@uel.br https://orcid.org/0000-0002-0083-4481

B. M. TORALLES a toralles@uel.br https://orcid.org/0000-0001-8828-7250

Abstract

The objective of this work is to make feasible the use of FEA slag instead of the conventional bulk aggregate in the pervious concrete (PC) production, reaching the minimum parameters required by NBR16416/2015 and ACI 522R-10. This substitution would minimize the use of natural aggregates, besides taking advantage of a residue that has no specific destination. In order to reach the objective, three FEAs with different grain sizes were chosen: 6-10 mm (A), 10-20 mm (B) and finally a mixture of the two previous ones (C) in the proportion 30-70 respectively. In order to evaluate its mechanical behavior, tests of compressive strength and flexural tensile tests were carried out, while the evaluation of the hydraulic behavior, porosity and constant head permeability test were performed. The compressive strength varies from 19-31MPa and 3-4MPa for flexural tensile strength was obtained. In hydraulic terms, the porosity varied from 15-20% and the permeability coefficient was 10-12mm/s. There is also a direct influence of grains of size less than 4.8 mm (small aggregate) on the compressive strength and permeability of PCs. At the end of the results, it was possible to establish a correlation between the compressive strength, the permeability and the percentage of grains inferior to 4.8mm (sand%), being this positive in relation to the studied variables, that is, the mechanical and hydraulics. Therefore, it has been concluded that the total substitution of conventional aggregates by FEA in CoPe manufacturing will comply with the minimum parameters of NBR 16416/2015.

Keywords: pervious concrete, permeability, porosity, sustainability, electric furnace slag.

Resumo

O objetivo deste trabalho é viabilizar o uso de escória de forno elétrico (FEA) em substituição ao agregado graúdo convencional na fabricação de concreto permeável (CoPe), atingindo os parâmetros mínimos exigidos pela norma NBR16416/2015. Esta substituição minimizaria a utilização de agregados naturais, além de aproveitar um resíduo que não tem destinação específica. Para alcançar o objetivo foram escolhidos três FEA's com diferentes distribuições granulométricas: 6-10 mm (A), 10-20 mm (B) e finalmente uma mistura das duas anteriores (C) na proporção 30-70 respectivamente. Para avaliar seu comportamento mecânico foram realizados ensaios de resistência à compressão e tração na flexão, enquanto na avaliação do comportamento hidráulico, índice de vazios e permeabilidade à carga constante foram realizados. Na compressão foram obtidas resistências variando de 19-31MPa e 3-4MPa na tração na flexão. Em termos hidráulicos, o índice de vazios variou de 15%-20% e o coeficiente de permeabilidade de 10-12mm/s. Também se verifica a influência direta dos grãos de tamanho inferior a 4.8 mm (agregado miúdo) na resistência à compressão e na permeabilidade dos CoPes. Ao final, a partir dos resultados obtidos foi possível estabelecer uma correlação entre a resistência à compressão, a permeabilidade de a porcentagem de grãos inferiores a 4.8mm (%areia), sendo esta positiva em relação às variáveis estudadas, ou seja, as propriedades mecânicas e hidráulica. Por tanto foi concluído que é vável a substituição total dos agregados convencionais por FEA na fabricação de CoPe cumprindo com os parâmetros mínimos da NBR 16416/2015.

Palavras-chave: concreto permeável, permeabilidade, índice de vazios, sustentabilidade, escória de forno elétrico.

Universidade Estadual de Londrina, Departamento de Construção Civil, Londrina, PR, Brasil;
 Xí'an Jiaotong-Liverpool University, Suzhou, China.

Received: 02 Apr 2018 • Accepted: 16 Sep 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introdução

O crescimento das cidades tem se dado de forma rápida e acentuada nos últimos anos, trazendo consigo diversos prejuízos ao meio ambiente sendo um destes a redução das áreas permeáveis. A impermeabilização do solo reduz significativamente sua capacidade natural de absorção das águas pluviais, podendo resultar em enchentes que atingem, sobretudo, os grandes centros urbanos [1, 2]. Um material amplamente utilizado em pavimentos na construção civil é o concreto convencional, que apresenta baixo coeficiente de permeabilidade (de cerca de 1x10-8 m/s) devido a sua baixa porcentagem de vazios [3]. Por esse motivo, sua aplicação resulta na impermeabilização do solo. Em busca de uma alternativa que não impermeabilize o solo, pesquisas vem sendo realizadas na busca de materiais que permitam a passagem da água por sua estrutura, sem alteração nas propriedades mecânicas [1].

O uso de materiais permeáveis ajuda a diminuir os impactos ocasionados pela impermeabilização, o que proporciona equilíbrio no ciclo hidrológico, que é alterado de maneira radical com os recobrimentos impermeáveis das grandes cidades, minimizando o risco de acidentes com veículos pelo fenômeno da hidroplanagem e de doenças que derivam das enchentes, garantindo a segurança do meio [1].

Entre estes materiais está o concreto permeável (CoPe) que, por sua composição tem um elevado índice de vazios dado pela carência parcial ou total de agregados miúdos na mistura. Este concreto tem uma capacidade de drenagem maior que o convencional, o que reduz a vazão das águas pluviais presente no escoamento superficial [4].

O CoPe é composto de cimento Portland, agregado graúdo e água, com pouco ou nenhum agregado miúdo, o que facilita a formação de vazios internos interconectados que permitem o escoamento rápido e seguro da agua [1,2,5,6].

Em termos de resistência mecânica, este material trabalha na faixa de 3-30 MPa [7–10], podendo ser utilizado em calçadas de pedestres e vias de tráfego leve. Em termos hidráulicos, o coeficiente de permeabilidade do material varia de 1-20 mm/s, o que garante o fluxo rápido da água por sua estrutura [4,11–14].

Atualmente tem sido implementado o uso de resíduos de construção civil como agregados na fabricação de CoPe´s. Sendo que, as propriedades mecânicas alcançadas com alguns destes agregados variam de 6 a 14 MPa na compressão e 1 a 2 na flexão [15,16] ocorrendo uma redução nestas propriedades quando comparadas ao uso de agregados convencionais [1]. Porem as propriedades hidráulicas cumprem com o exigido na normativa nacional e internacional acima de 1 mm/s [17].

Com o intuito de melhorar as propriedades mecânicas do concreto permeável fabricado com resíduo tem sido utilizada a escória siderúrgica (FEA), a qual é gerada na fabricação de aço de segunda linha, e possui características físicas similares aos agregados convencionais [18]. O aproveitamento de dita escoria é viável já que de acordo com o Instituto Aço Brasil [19], na produção de uma tonelada de aço são gerados aproximadamente 600kg de resíduos, dentre os quais 60% correspondem à escória siderúrgica.

Quando comparados aos agregados convencionais, os agregados de escória apresentam maior massa específica e quantidade desprezível de finos em sua granulometria [18].

Em termos mecânicos os concretos permeáveis com FEA atingem resistências a compressão na faixa de 8 a 20 MPa e resistências a flexão de 2 a 4 Mpa [18,20] sendo notável a melhora nas propriedades mecânicas. Nas propriedades hidráulicas o material tem um índice de vazios na faixa de 15 a 30% e um coeficiente permeabilidade superior a 1 mm/s.

A partir do exposto foi realizado um estudo, na Universidade Politécnica de Cataluña (UPC), de concreto permeável com FEA estabilizada. Por tanto este estudo avaliou a viabilidade do uso FEA como agregados graúdos na fabricação de CoPe's com desempenho mecânico e hidráu-



Figura 1 Agregados siderúrgicos utilizados

lico mínimo exigido pela NBR16416/2015. Para isto foram produzidos três concretos permeáveis com três granulometrias de escória diferentes, sendo avaliadas suas resistências mecânicas (compressão e flexão) e propriedades hidráulicas (índice de vazios e permeabilidade).

2. Materiais e métodos

2.1 Materiais

Com o objetivo de avaliar as propriedades mecânicas e hidráulicas do CoPe produzido com agregados de escória siderúrgica (Figura 1), foram escolhidas três granulometrias diferentes: a primeira com agregados de tamanho variando entre 4-10 mm (A), a segunda com granulometria de 10-20 mm (B) e a terceira correspondente a uma composição granulométrica de 30% da granulometria (A) e 70% da (B), gerando a granulometria (C). A escoria utilizada é estabilizada apresentado um potencial de expansão de 0.6 sendo praticamente desprezível e podendo ser utilizada na fabricação de materiais de construção segundo a UNE-EN 1744-1:2010 [21].

Na Figura 2 e na Tabela 1 são apresentadas as curvas granulométricas e a análise granulométrica dos agregados de escória



Figura 2 Granulometria dos agregados siderúrgicos

Tabela 1

Análise granulométrica dos agregados siderúrgicos

| A | | В | | С | |
|--------------|---------|--------------|---------|--------------|---------|
| Peneira (mm) | % passa | Peneira (mm) | % passa | Peneira (mm) | % passa |
| 40 | 100 | 40 | 100 | 40 | 100 |
| 25 | 100 | 31,5 | 100 | 31,5 | 100 |
| 16 | 100 | 20 | 97 | 20 | 97,9 |
| 12,5 | 100 | 14 | 69 | 14 | 78,3 |
| 10 | 92 | 12,5 | 50 | 12,5 | 62,6 |
| 8 | 75 | 10 | 21 | 10 | 37,2 |
| 6,3 | 54 | 6,3 | 1 | 6,3 | 16,9 |
| 4 | 24 | 4 | 0 | 4 | 7,2 |
| 2 | 10 | 2 | 0 | 2 | 3 |
| 1 | 6 | 1 | 0 | 1 | 1,8 |
| 0,5 | 4 | 0,5 | 0 | 0,5 | 1,2 |
| 0,25 | 3 | 0,25 | 0 | 0,25 | 0,9 |
| 0,125 | 2 | 0,125 | 0 | 0,125 | 0,6 |
| 0,063 | 1,6 | 0,063 | 0,2 | 0,063 | 0,62 |
| Areia (%) | 50,6 | 1,2 | | 15,3 | 2 |
| Dmáx (mm) | 10 | 20 | | 20 | |



Figura 3

Processo de produção dos concretos permeáveis: a) mistura na betoneira; b) verificação visual; c) resultado final; d) ensaio de consistência

Tabela 2

Planejamento experimental

| Tipo de | | Tipo de | Dimensão corpo | Amostras por idade | | | |
|------------|--|-------------------|-----------------|---|---------|---------|--|
| ensaio | Ensaios | corpo de prova | de prova (mm) | 7 dias | 14 dias | 28 dias | |
| Maabapiaal | Resistência à compressão (NBR 5739/1994) | Cilíndrico | 150 X 300 | 5 | - | 5 | |
| Mechanica | Resistência à tração na flexão (ASTM C78-02) | Viga | 150 X 150 X 600 | Amosilas por lada nm) 7 dias 14 dias 28 0 5 - 600 - | 4 | | |
| Hydraulia | Índice de vazios (Empírico) | Cilíndrico | 150 X 300 | - | - | 3 | |
| nyuldulic | Permeabilidade a carga constante | Cilíndrico | 150 X 300 | - | - | 3 | |

utilizados, onde é possível observar que a escória A apresenta uma tendência mais contínua, enquanto as escórias B e C apresentam granulometrias com tendência uniforme.

Para realizar uma análise da influência dos finos no comportamento mecânico e hidráulico do material, foi considerado como agregado miúdo (areia) o material passante pelas peneiras 4,8 até a 0,063 mm, como mostrado na Tabela 1. Os agregados siderúrgicos utilizados na campanha experimental tinham curvas granulométricas diferentes, e, portanto, conteúdos de areia diferentes. A escória A apresenta uma porcentagem de areia de 50,6%, a B de 1,2% e a escória C de 15,32%.

2.2 Mistura e produção

Os concretos foram produzidos em uma betoneira de eixo vertical na empresa PROMSA (Barcelona, Espanha), com o seguinte procedimento de mistura: primeiramente foram adicionados os agregados siderúrgicos, a areia (segundo cada traço), o cimento e 50% da água, sendo estes misturados durante 1 minuto para homogeneização; em seguida adicionou-se a resina e o material foi misturado por mais 1 minuto e, finalmente, foi acrescentado o restante da água juntamente com o aditivo, misturando por 3 minutos, totalizando 5 minutos de mistura. Na Figura 3 podem ser observadas as etapas do processo de mistura dos concretos permeáveis. Durante o processo de produção das três misturas verificou-se que nenhuma delas apresentou excesso de água e que todas atingiram abatimento nulo, como esperado segundo a bibliografia para este tipo de concreto, devido às baixas relações a/c [1,2]. Na Figura 3 (c) observa-se a plasticidade da mistura, enquanto na Figura 3 (d) é mostrado o ensaio de abatimento que no caso das 3 granulometrias foi nulo.

2.3 Planejamento experimental

Após o processo de mistura foram moldados os corpos de prova

para os ensaios mecânicos e hidráulicos, respectivamente. Na Tabela 2 é apresentado o planejamento experimental.

Como mostrado na Tabela 2, os ensaios de resistência à compressão, índice de vazios e permeabilidade foram realizados em corpos de prova cilíndricos no intuito de correlacionar estas três propriedades de forma direta.

2.4 Compactação

O procedimento de compactação empregado nos corpos de prova cilíndricos e prismáticos foi o da mesa vibratória (Figura 4c), em camada única, durante 30 segundos. Foram moldados corpos de prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura (Figura 4a e 4d), além de vigas de 150 mm por 150 mm por 600 mm (Figura 4b e 4d). A Tabela 3 apresenta o consumo de materiais por metro cúbico, utilizados na produção do concreto permeável Como a relação a/c empregada foi muito baixa, houve a necessidade de incorporação do aditivo superplastificante polifuncional com (pH de 5, densidade de 1.180g/cm³ e conteúdo de cloretos <0.1%) [22], o que garantiu boa plasticidade na mistura e facilitou o processo de moldagem dos corpos de prova. Também foi utilizada uma resina polimérica (pH de 9, densidade de 1.05 g/cm³, viscosidade de 12cPoises)[23] com o intuito de aumentar a aderência entre a argamassa e os agregados siderúrgicos, garantindo assim boa resistência mecânica sem prejudicar a permeabilidade.

2.5 Índice de vazios

O índice de vazios no estado endurecido foi determinado nos mesmos corpos de prova utilizados no ensaio de resistência à compressão, sendo estes ensaiados no estado saturado superfície seca, de forma a garantir a não absorção de água. Os corpos de prova foram envoltos em filme de PVC pelas superfícies laterais e face inferior e, posteriormente, introduzidos no molde metálico



Figura 4 Moldagem e compactação corpos de prova

| Tabela 3 | | | | |
|----------|----|-----------|-----|----------------|
| Consumo | de | materiais | por | m ³ |

| Granulometria | Cimento (kg/m³) | Escória (kg/m³) | a/c | Água (kg/m³) | Res. emulsão (kg/m³) | Superplastificante (kg/m3) |
|---------------|--------------------|--------------------|------|-----------------|-------------------------|-------------------------------|
| A | 350 | 2570 | 0,24 | 142,8 | 50 | 1,05 |
| В | 350 | 2570 | 0,24 | 142,8 | 50 | 1,05 |
| С | 350 | 771-1779 | 0,24 | 14,8 | 50 | 1,05 |

cilíndrico, de mesmas dimensões, para assegurar que o filme de PVC não sofresse deformações. O molde metálico com o corpo de prova teve sua massa aferida e tarada em uma balança. Por último, foi-se adicionando água até preencher os vazios internos do material e quando a água aflorou na superfície do corpo de



Figura 5

Ensaio de permeabilidade a carga constante

prova foi determinada sua massa. O índice de vazios foi calculado mediante a Equação 1[4,13,24].

$$V = \frac{V_{água} * 100}{V_{cp}} \tag{1}$$



Onde:

V= índice de vazios (%)

 $V_{_{\acute{a}gua}}$ = Volume de água adicionada até aflorar na superfície do corpo de prova (I)

 $V_{_{\rm CP}}$ = Volume do corpo de prova de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (I)

O método utilizado é um método empírico recomendado por 2.6 *Permeabilidade*

O ensaio de permeabilidade à carga constante segue o princípio da Lei de Darcy [13,25–27] e, basicamente, mede a quantidade de água que passa pelo corpo de prova em um determinado intervalo de tempo. Para este ensaio foram novamente utilizados os corpos de prova empregados no ensaio de resistência à compressão, também no estado saturado superfície seca. Os corpos de prova foram envoltos em filme de PVC, seguido de um recobrimento com fita adesiva convencional e, por fim, uma camada de fita adesiva de polietileno com tecido de algodão (Silver Tape), com o intuito de garantir a impermeabilidade [4]. O corpo de prova foi então posicionado entre dois tubos de PVC de mesmo diâmetro, sendo que o tubo superior continha um extravasor para garantir o nível da água constante durante o ensaio, como mostrado na Figura 5.

3. Resultados e análise

3.1 Propriedades mecânicas

Os resultados correspondentes aos ensaios de resistência à compressão e resistência à flexão são apresentados na Figura 6. Na resistência a compressão foi constatada mediante o analise ANOVA que com um valor inferior a 0.5% a granulometria A possui





diferencia significativa com as outras duas granulometrias utilizadas nas duas propriedades mecânicas analisadas, apresentando em média um valor de resistência de aproximadamente 32 MPa na compressão. Este resultado pode ser explicado pelo arranjo granulométrico dos agregados da granulometria A, que possuem maior variedade de tamanho, aumentando os pontos de contato entre as partículas, o que facilita a distribuição de esforços e se traduz em um aumento da resistência mecânica. Já as granulometrias B e C não apresentam diferencia significativas entre elas. No caso do concreto com agregados da escória B, sua granulometria é mais uniforme e o contato entre os grãos é pontual, o que prejudica a distribuição das cargas e diminui a resistência. Finalmente a escória C melhora a resistência mecânica, porém por apresentar predominância do tamanho de 10-20mm, é mais baixa se comparada à A.

No caso da resistência a flexo-tração a tendência foi praticamente igual a granulometria A apresentou diferencia significativa com as outras duas, e a B e a C não apresentaram diferencia entre elas. As três granulometrias cumprem com a resistência mínima estabelecida pela norma brasileira NBR 16416/2015 (>2MPa), para serem utilizados em pavimentos de tráfego leve ou calçadas para pedestres.

3.2 Propriedades hidráulicas

Os resultados correspondentes ao índice de vazios e coeficiente de permeabilidade à carga constante são apresentados na Figura 7. Como mostrado na Figura 7, as três granulometrias de escória utilizadas cumprem com a permeabilidade mínima requerida pela norma NBR 16416/2015, igual a 1mm/s. Com um pvalor inferior a 0,5% a granulometria A apresentou diferencia significativa só com a granulometria B, e as granulometrias B e C não apresentaram diferencia entre elas. Os coeficientes de permeabilidade obtidos encontram-se entre 10-12 mm/s, dentro da faixa de valores reportados na

bibliografia [28–30]. A permeabilidade do material está relacionada com a distribuição granulométrica dos grãos, o que indica que granulometrias mais contínuas exibem coeficientes de permeabilidade menores quando comparadas às granulometrias uniformes, como é o caso das escórias A e B [4].

Com relação ao índice de vazios, as 3 granulometrias apresentam diferencia significativa entre elas como mostrado na Figura 7 e os valores obtidos situam-se entre 15-20%. Esta propriedade diretamente relacionada com a distribuição granulométrica e o consumo de materiais.

3.3 Correlações

Na Tabela 4 é apresentado um resumo dos resultados das propriedades mecânicas e hidráulicas do concreto permeável, obtidos na campanha experimental, bem como os valores médios, desvio padrão e coeficiente de variação de cada propriedade.

De acordo com a Tabela 4, os coeficientes de variação encontrados para as propriedades avaliadas estão em conformidade com o exposto pela bibliografia [31], devido ao controle de qualidade durante a moldagem dos corpos de prova, visto que todos os concretos foram moldados no mesmo dia, diminuindo a interferência da temperatura. Além disso, foi realizado o controle de umidade dos agregados e, pelo fato de o procedimento de compactação ter sido executado com auxílio da mesa vibratória, houve redução da variabilidade decorrente do operador humano no processo de produção. Com o intuito de interpretar melhor os resultados obtidos, foram implementadas duas análises paramétricas de correlação: a primeira relacionada às propriedades hidráulicas (índice de vazios e permeabilidade), e a segunda relacionada à influência dos agregados finos (% de areia) correspondentes a cada granulometria estudada, nas propriedades mecânicas e hidráulicas do material. A Figura 8 mostra a correlação proposta entre o índice de vazios e o coeficiente e permeabilidade do concreto permeável.



Figura 7

Resultados propriedades hidráulicas: a) Permeabilidade; b) Índice de vazios

Tabela 4

Resumo dos resultados

| Granulometria | | Α | | | | В | | | | С | | |
|---------------|-------------|-----------------------|----------|-------------|-------------|-------------------------|-----------------|-------------|-------------|----------------------|-------------|----------|
| Propriedade | ťc (MPa) | f _{ff} (MPa) | Ф (%) | k (mm/s) | ťc (MPa) | f _# (MPa) | Ф (%) | k (mm/s) | ťc (MPa) | f _# (MPa) | k (mm/s) | ф (%) |
| Média | 31,53 | 4,07 | 15,23 | 10,02 | 18,90 | 3,17 | 20,09 | 12,97 | 23,30 | 3,43 | 11,00 | 17,21 |
| DP | 1,29 | 0,16 | 0,66 | 0,78 | 2,60 | 0,18 | 1,02 | 0,98 | 1,87 | 0,11 | 1,13 | 0,72 |
| CV (%) | 4,09 | 3,83 | 4,32 | 7,83 | 13,76 | 5,61 | 5,07 | 7,54 | 8,01 | 3,24 | 10,30 | 4,21 |

Segundo algumas pesquisas a correlação da permeabilidade e o índice de vazios para grandes intervalos e grande número de dados tem uma tendência maiormente exponencial [13,28], porem quando são considerados intervalos menores e se conta com poucos dados pode ser considerada uma tendência linear [1,32–34] que é o caso do presente trabalho, por tanto foi proposta uma correlação linear considerando um índice de vazios de 15-20% aproximadamente e um intervalo de permeabilidade de 9-14mm/s, esta correlação apresentou um bom ajuste para os materiais estudados.

Considerando que as 3 escorias utilizadas apresentavam teores diferentes de areia (<4.8mm) foi realizada uma análise para verificar a influência desta porcentagem de areia nas propriedades mecânicas e hidráulicas do material. A Figura 9 apresenta a correlação proposta entre as propriedades de resistência à compressão e permeabilidade com a porcentagem de areia de cada uma das granulometrias utilizadas.

Conforme a Figura 9 existe uma correlação aproximadamente linear, para o intervalo de dados analisado, entre a resistência à compressão e a porcentagem de areia, ou seja, quanto maior a quantidade de areia maior a resistência do material, já que tamanhos inferiores a 4.8 mm melhoram a curva granulométrica, diminuindo a porosidade e aumentando a resposta mecânica do material. Por outro lado, o aumento da porcentagem de areia resulta em uma diminuição da permeabilidade do material, uma vez que isso resulta na formação de vazios menores, diminuindo a capacidade hidráulica dos condutos internos do concreto e consequentemente, a velocidade de passagem da água.

Dessa forma, existe um equilíbrio entre a porcentagem de areia e as duas propriedades anteriormente analisadas, o que significa que dependendo do uso final do material, pode ser implementada



Figura 8

Correlação permeabilidade e índice de vazios

ou não a adição de grãos inferiores a 4.8mm para aumentar a resistência mecânica sem um elevado prejuízo à permeabilidade do material.

Tendo em vista avaliar as possíveis relações entre os resultados experimentais obtidos, os resultados de resistência à compressão (f'c), permeabilidade (k) e porcentagem de areia (s) foram coletados para cada mistura estudada. Esses dados podem ser consultados na Tabela 5.

Para estudar as relações entre os parâmetros, foi realizada uma análise em três fases (1, 2, 3). Os resultados das três características são utilizados para obter uma equação que os relacione através de uma regressão não-linear (Equação 2) usando o software experimental de ajuste da curva de dados (LAB Fit).

$$f'_{c} = 19.274 \cdot k^{0.004 \, (\% \, areia)} \tag{2}$$

Considerando o coeficiente de correlação obtido, as estimativas apresentam boa adequação, uma vez que R² é igual a 0.98. O erro relativo médio da estimativa de f'c, apresenta um valor de 2.07%, o que não pode ser considerado significativo em relação à variabilidade intrínseca apresentada pelo concreto anterior. Assim, usando essa abordagem, obteve-se uma correlação aceitável para o intervalo dos dados analisados (análise empírica).

4. Conclusões

Segundo os resultados obtidos no presente trabalho foram obtidas as seguintes conclusões:

As três granulometrias de escoria utilizadas satisfazem os parâmetros mínimos exigidos pela norma NBR 16416/2015, cumprindo facilmente com os valores de permeabilidade e



Figura 9 Correlação F'c e k vs % de areia

Tabela 5

Resultados experimentais obtidos

| СоРе | ť (MPa) | k (mm/s) | areia (%) | |
|------|------------|-------------|--------------|--|
| А | 31,50 | 10,02 | 50,60 | |
| В | 18,90 | 12,97 | 1,20 | |
| С | 23,30 | 11,00 | 16,02 | |

resistência, viabilizando o uso deste tipo de agregados na fabricação de calçadas para pedestres e pavimentos de tráfego leve.;

- Na resistência à compressão foi preponderante o tamanho máximo dos grãos de escoria. No caso da faixa 6-10 mm, obteve-se o melhor resultado, devido principalmente à sua composição granulométrica com 50.6% de areia, fato que levou a um maior ganho de resistência;
- Em termos hidráulicos, a correlação entre a permeabilidade e o índice de vazios do material concorda com o encontrado na literatura para concretos permeáveis com índice de vazios entre 15-25%, já que são propriedades diretamente proporcionais e estão relacionadas com a granulometria do tipo de agregado utilizado;
- Existe uma influência direta da porcentagem de areia relativa a cada granulometria nas propriedades mecânicas e hidráulicas do CoPe, por tanto pode ser encontrada uma faixa ótima de areia a qual aporte na resistência sem prejudicar a permeabilidade do material.

5. Referências

- G.F. Barreto Sandoval, DESEMPENHO DO CONCRETO POROSO COM, Universidade Estadual de Londrina, 2014. http://www.uel.br/pos/enges/portal/pages/arquivos/dissertacao/GERSSON BARRETO SANDOVAL 2013-1.pdf.
- [2] P.D. Tennis, M.L. Leming, D.J. Akers, Pervious Concrete Pavements, 2004. http://myscmap.sc.gov/marine/NERR/ pdf/PerviousConcrete_pavements.pdf.
- P.K. Mehta, P.J.M. Monteiro, Concrete: microstructure, properties, and materials, 2006. doi:10.1036/0071462899.
- [4] G.F.B. Sandoval, I. Galobardes, R.S. Teixeira, B.M. Toralles, Comparison between the falling head and the constant head permeability tests to assess the permeability coefficient of sustainable Pervious Concretes, Case Stud. Constr. Mater. 7 (2017) 317–328. doi:10.1016/j.cscm.2017.09.001.
- [5] P. Chindaprasirt, S. Hatanaka, T. Chareerat, N. Mishima, Y. Yuasa, Cement paste characteristics and porous concrete properties, Constr. Build. Mater. 22 (2008) 894–901. doi:10.1016/j.conbuildmat.2006.12.007.
- [6] A.K. Chandrappa, K.P. Biligiri, Pervious concrete as a sustainable pavement material-Research findings and future prospects: A state-of-the-art review, Constr. Build. Mater. 111 (2016) 262–274. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.02.054.
- [7] O. Deo, N. Neithalath, Compressive behavior of pervious concretes and a quantification of the influence of random pore structure features, Mater. Sci. Eng. A. 528 (2010) 402– 412. doi:10.1016/j.msea.2010.09.024.
- [8] R. Zhong, K. Wille, Compression response of normal and

high strength pervious concrete, Constr. Build. Mater. 109 (2016) 177–187. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.01.051.

- [9] O. Deo, N. Neithalath, Compressive response of pervious concretes proportioned for desired porosities, Constr. Build. Mater. 25 (2011) 4181–4189. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.04.055.
- [10] R. Zhong, K. Wille, Linking pore system characteristics to the compressive behavior of pervious concrete, Cem. Concr. Compos. 70 (2016) 130–138. doi:10.1016/j.cemconcomp.2016.03.016.
- [11] B. Huang, H. Wu, X. Shu, E.G. Burdette, Laboratory evaluation of permeability and strength of polymer-modified pervious concrete, Constr. Build. Mater. 24 (2010) 818–823. doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.10.025.
- [12] J.T. Kevern, Evaluating Permeability and Infiltration Requirements for Pervious Concrete, J. Test. Eval. 43 (2015) 20130180. doi:10.1520/JTE20130180.
- [13] N. Neithalath, M.S. Sumanasooriya, O. Deo, Characterizing pore volume, sizes, and connectivity in pervious concretes for permeability prediction, Mater. Charact. 61 (2010) 802– 813. doi:10.1016/j.matchar.2010.05.004.
- [14] H. Li, M. Kayhanian, J.T. Harvey, Comparative field permeability measurement of permeable pavements using ASTM C1701 and NCAT permeameter methods, J. Environ. Manage. 118 (2013) 144–152. doi:10.1016/j.jenvman.2013.01.016.
- [15] M. Aamer Rafique Bhutta, N. Hasanah, N. Farhayu, M.W. Hussin, M.B.M. Tahir, J. Mirza, Properties of porous concrete from waste crushed concrete (recycled aggregate), Constr. Build. Mater. 47 (2013) 1243–1248. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.06.022.
- [16] M. Gesoğlu, E. Güneyisi, G. Khoshnaw, S. Ipek, Investigating properties of pervious concretes containing waste tire rubbers, Constr. Build. Mater. 63 (2014) 206–213. doi:10.1016/j. conbuildmat.2014.04.046.
- [17] G.F.B. Sandoval, I. Galobardes, R.S. Teixeira, B.M. Toralles, Case Studies in Construction Materials Comparison between the falling head and the constant head permeability tests to assess the permeability coe ffi cient of sustainable Pervious Concretes, Case Stud. Constr. Mater. 7 (2017) 317–328. doi:10.1016/j.cscm.2017.09.001.
- [18] W. Yeih, T.C. Fu, J.J. Chang, R. Huang, Properties of pervious concrete made with air-cooling electric arc furnace slag as aggregates, Constr. Build. Mater. 93 (2015) 737–745. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.05.104.
- [19] Instituto Aço Brasil, Relatório de Sustentabilidade 2014 Sabesp, (2014) 246. doi:10.1017/CBO9781107415324.004.
- [20] K. Ćosić, L. Korat, V. Ducman, I. Netinger, Influence of aggregate type and size on properties of pervious concrete, Constr. Build. Mater. 78 (2015) 69–76. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.12.073.
- [21] UNE EN 1744-1, Ensayos para determinar las propiedades químicas de los áridos. Parte 1: Análisis químico., ([s.d.]).
- [22] BASF, POZZOLITH 475 N, BASF Constr. Chem. España, S.L. (2010) 1–2.
- [23] PROPAMSA, Propam emulsión ®, (2010) 102–103.
- [24] N. Neithalath, J. Weiss, J. Olek, Characterizing Enhanced

Porosity Concrete using electrical impedance to predict acoustic and hydraulic performance, Cem. Concr. Res. 36 (2006) 2074–2085. doi:10.1016/j.cemconres.2006.09.001.

- [25] J.T. Kevern, V.R. Schaefer, K. Wang, Predicting Performance of Pervious Concrete using Fresh Unit Weight J.T. Kevern 1, V.R. Schaefer 2, and K. Wang 3 1, (2009).
- [26] A.K. Chandrappa, K.P. Biligiri, Comprehensive investigation of permeability characteristics of pervious concrete: A hydrodynamic approach, Constr. Build. Mater. 123 (2016) 627–637. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.07.035.
- [27] American Concrete Institute (ACI), Report On Pervious Concrete (ACI 522-R10), 2010.
- [28] W.D. Martin, N.B. Kaye, B.J. Putman, Impact of vertical porosity distribution on the permeability of pervious concrete, Constr. Build. Mater. 59 (2014) 78–84. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.02.034.
- [29] R. Pieralisi, S.H.P. Cavalaro, A. Aguado, Advanced numerical assessment of the permeability of pervious concrete, Cem. Concr. Res. 102 (2017) 149–160. doi:10.1016/j.cemconres.2017.09.009.
- [30] K.H. Fwa, T.F.;Lim Emiko; Tan, Comparison of Permeability and Clogging Characteristics of Porous Asphalt and Pervious Concrete Pavement Materials, (2014).
- [31] A. Kia, H.S. Wong, C.R. Cheeseman, Clogging in permeable concrete: A review, J. Environ. Manage. 193 (2017) 221–233. doi:10.1016/j.jenvman.2017.02.018.
- [32] C. Gaedicke, A. Marines, F. Miankodila, A method for comparing cores and cast cylinders in virgin and recycled aggregate pervious concrete, Constr. Build. Mater. 52 (2014) 494–503. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.11.043.
- [33] B.J. Putman, A.I. Neptune, Comparison of test specimen preparation techniques for pervious concrete pavements, Constr. Build. Mater. 25 (2011) 3480–3485. doi:10.1016/j. conbuildmat.2011.03.039.
- [34] A.I. Neptune, B.J. Putman, Effect of Aggregate Size and Gradation on Pervious Concrete Mixtures, ACI Mater. J. (2010).



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Waste tires and the burning of sugarcane bagasse in the manufacture of concrete pavers (pavers)

Resíduos de pneus e da queima do bagaço da cana-de-açúcar na fabricação de blocos de concreto para pavimentação (pavers)

S. P. S. ALTOÉ ^{a,b} silviasossai@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-4098-4257

A. SALES ^b <u>almir@ufscar.br</u> https://orcid.org/0000-0002-7766-5364

C. H. MARTINS ° chmartins@uem.br https://orcid.org/0000-0001-7342-5665

Abstract

The research developed has the purpose of analyzing the potential utilization of sugarcane bagasse ash and tire residue in the construction of pavers in replacement of the small aggregate, the natural sand. In order to achieve this objective, the methodology adopted includes steps such as: characterization of the residues to be used, preparation of pavers with different contents of partial replacement of small aggregates, determination of the main pavers characteristics (compressive strength, water absorption, abrasion resistance). The results proved the viability of the substitution, and the optimum content for the manufacturing of the parts is 27%, being 25% of BCC and 2% of tires. The contribution of the research is focused on reducing the consumption of natural resources and the correct disposal of the residues studied.

Keywords: cinza do bagaço da cana-de-açucar,pneus, pavers, reciclagem, durabilidade.

Resumo

A pesquisa desenvolvida tem como proposta analisar a potencialidade de utilização da cinza do bagaço da cana-de-açúcar e do resíduo de pneus na confecção de blocos de concreto para pavimentação (pavers) em substituição do agregado miúdo, a areia natural. Para atingir este objetivo a metodologia adotada compreende etapas como: a caracterização dos resíduos a serem utilizados, confecção de pavers com diferentes teores de substituição parcial de agregado miúdo, determinação das principais características pavers (resistência à compressão, absorção de água, resistência à abrasão). Os resultados comprovaram a viabilidade da substituição, sendo que o teor ótimo para a fabricação das peças é de 27%, sendo 25% de CBC e 2% de pneus. A contribuição da pesquisa está voltada para redução do consumo dos recursos naturais e a correta disposição dos resíduos estudados.

Palavras-chave: sugarcane bagasse ash, tires, pavers, recycling, durability.

Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, São Carlos, SP, Brasil;
 Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil, Maringá, PR, Brasil.

Received: 19 Aug 2017 • Accepted: 14 Aug 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

^a Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Apucarana, Coordenação de Engenharia Civil, Maringá, PR, Brasil;

1. Introduction

The various industrial segments seek every day new technologies and management systems that contribute to the increase of production in order to meet a market with high power consumption and increasingly demanding. However, they are the result of this productive behavior: the need for raw materials and the increasing generation of waste, which leads to an indiscriminate but still necessary extraction of natural resources and the generation of waste in a certain way ignored.

The collection of solutions that minimize the impacts generated by this scenario impels those responsible for production to evaluate and analyze differently two extremes of the production chain: the indiscriminate extraction of natural resources and the consequences of uncontrolled production. As a result, the productive sectors seek to apply environmental management practices and strategies that demonstrate their commitment to this new reality, thus adding more value to their products vis-à-vis a society more aware of the need to seek environmental conservation (ROSA, 2007)^{[1].}

A solution to this question, pointed out by several lines of research, to minimize the damages caused to the environment and simultaneously guarantee the continuity of production is the use of alternative materials and the replacement, total or partial, of the natural resources, through the recycling of waste. According to John (2000) ^[2] the first and most visible contribution of recycling is the preservation of natural waste. Since if they are replaced by waste it can be said that there will be an extension of the life of the natural reserves and a reduction of the destruction of the landscape, flora and fauna. The construction sector is one of the most promising sectors for the use of waste as a source of raw material. Since residues from the most different origins have been applied successfully in the manufacture of mortars, concretes, sealing elements, among others. This use of waste in construction meets the industry's need to reduce its environmental impacts: it is currently estimated that the construction industry accounts for 20-50% of the consumption of natural resources extracted from the planet (JOHN, 2000)[2].

In Brazil, the approach to waste management was not addressed clearly and directly in Brazilian environmental legislation, and it was implicit and generic until 2010 when Law No. 12,305, called the National Solid Waste Policy (PNRS)^[3], regulated by Federal Decree No. 7.404, of December 23, 2010.

The PNRS aims to monitor the waste generated in industrial production processes and their integrated management, and among its principles are shared responsibility for the product life cycle and the recognition of reusable and recyclable solid waste as an economic good and of social, generating value of work and income and promoter of citizenship.

In this way, it is considered that the industries are not only responsible for the waste generated, but also for their products until the final disposal, which should have an environmentally correct destination. The production process must be seen as a whole and integrated into society, in such a way that the reuse of the waste or its recycling must be defined at the beginning of production.

The proposal presented by this work is the reuse of two residues through the partial substitution of the sand used in the making of pavers, which may contribute to a decrease in the extraction of this material, thus avoiding the degradation of the local ecosystem due to the silting caused during the process. For this, the research aims to study the reuse of ash from sugarcane bagasse and the residue of waste tires in the construction of pavers, replacing the small aggregate.

Both the ash from sugarcane bagasse and the waste from waste tires are waste generated annually in large quantities, which has slow decomposition time, and which normally occupy a large volume in landfills, or are improperly dumped and in an indiscriminate way in the environment, which probably has contaminated the soil, air and water, besides posing serious risks to the health of the population.

According to the National Association of Pneumatic Industries (ANIP, 2016)^[4] the production of new tires in the year 2015 was 71.9 million units, of this total 63.5% had the purpose of replacement, that is, about 45 million tires were only changed in 2015 in the country. According to ANIP, of that amount, 46.8% are used tires that can be returned to the market to be used in vehicles or undergoing some type of refurbishment, and 53.2% are waste tires, which are no longer used. Since 1999, when manufacturers began collecting tires, by the end of 2014, more than 3 million tonnes of waste tires, equivalent to 625 million tires, were properly collected and destined. The most common form of disposal of waste tires is as an alternative fuel for the cement industry, followed by the manufacture of granulated and powdered rubber for use in rubber or rubber asphalt, shoe soles, fluvial pipelines. However, the industry still says that there is a need for new applications for this material, since the volume of waste generated annually is high and many units are not yet destined for the 824 collection points in Brazil.

In the process of processing sugarcane, the largest by-product generated is sugarcane bagasse, used in large scale as fuel in boilers for power generation that generates two types of ash: heavy ash and fly ash . Taking into account that of the 2016/2017 harvest with an amount of 690.98 million tons of sugarcane (CONAB, 2016) ^[5], and that all the bagasse would be used as an energy source would then be , produced approximately 4 million tons of ash per year.

Approximately 378 million tons of aggregates are used annually in concrete manufacturing. The substitution of this aggregate by the recycled waste in addition to contributing to the reduction of the extraction of the natural resources in large quantities, also, can collaborate to the reduction of CO₂ during the transport of the same until the place of use.

In order to analyze the potentiality of the use of the proposed residues, pavers with different substitution levels were tested, which were tested according to current standards, analyzing characteristics such as: resistance, water absorption and abrasion, thus defining the optimal substitution content of the proposed waste.

The methodology used, as well as the definitions used in this work are based on the methodology and results obtained in the work of Altoé (2013) ^[6], where trait combinations were analyzed and the first studies on the mechanical resistance, absorption and abrasion of concrete blocks for paving.

This work aims to study the use of ash from sugarcane bagasse (CBC) and the residue of waste tires in the replacement of small aggregates for the construction of pavers that are subject to light loads. In order to reach the main objective of this research, the following specific objectives were defined: to analyze the ash characteristics of the sugarcane bagasse and the waste of waste tires in terms of the possibility of its application as a small aggregate; to analyze the influence of the partial replacement of the small aggregate by the proposed residues on the compressive strength, water absorption



Figure 1 Usaçucar Iguatemi Unit Source: Usaçucar (2015)

and abrasion resistance of the pavers; to determine the best optimum substitution contents from the interpretation of the data obtained in the different tests performed with the pavers.

2. Materials and experimental program

Materials 2.1

2.1.1 Aglomerant

The cement used in this research was the CP V ARI, once more used by pavers manufacturers. The CP V ARI is regulated by ABNT NBR 5733: 1991, and is recommended for the preparation of mortars and concretes that achieve high strength with higher speed (ABCP, 2002)^[7], and is widely used in the precast industry

2.1.2 Large aggregate

The natural aggregate used in the confection of the blocks was zero gravel, of basaltic origin, commercially known as Pedrisco, with a diameter of between 4.8 and 9.5 mm. The characterization of the sand used in the preparation of the pavers was carried out according to the following standards: determination of the granulometric composition (NBR NM 248: 2003) [8]; determination of the unit mass (NBR NM 045: 2006) [9]; determination of the specific mass (NBR NM 53: 2009) [10].

2.1.3 Small aggregate

The natural aggregate used was the quartz sand. The characterization of the sand used in the preparation of the pavers was carried out according to the following standards: determination of the granulometric composition (NBR NM 248: 2003) [8]; determination of the unit mass (NBR NM 045) [9], determination of the specific mass (NBR NM 52: 2009) [11].

2.1.4 Additive

In all the molded traces the liquid additive was used for low cement consumption in semi-dry concretes. The characteristics of this additive are shown in Table 1.

Sugarcane bagasse ash 2.1.5

The sugarcane bagasse ash used in the research comes from the thermoelectric plant of Santa Terezinha (Usaçucar) Plant, located in the Iguatemi district, approximately 10 km from Maringá-PR. Figure 2 (A) Crude CBC, (B) Material removed from the CBC and (C)) Gray sifted. BCC was characterized according to the assays described below: - Poz-



(A)



Figure 2

CBC sample visual aspect: (A) CBC in the crude state; (B) Material removal da CBC; (C) Sieved CBC

Table 1

Additive characteristics

| Plasticizer type Sika Brasil SikaPaver for concrete Liquid Red 1.01 + 0.02 7 + 1 relation t HC-10 semi liquid Liquid Red kg/l 7 + 1 weigh state of cem | Manufacturer | Name | Туре | State | Color | Density | Ph | Consumption |
|---|--------------|--------------------|--|--------|-------|---------------------|-------|--|
| | Sika Brasil | SikaPaver HC-10 | Plasticizer type for concrete semi liquid state | Liquid | Red | 1.01 + 0.02 kg/l | 7 + 1 | 0.2 a 0.5 % in relation to the weight of cement |

urce: Manufacturer, 2016





zolanic Activity - The pozzolanic activity was determined by the Modified Chapelle Method, following NBR 15895: 2010 (Pozolanic Materials - Determination of the fixed calcium hydroxide content - Modified Chapelle Method) [12], by the Construction Materials Laboratory of the IPT-SP-Granulometric analysis - The determination of the granulometric analysis of the BCC was done by means of sedimentation and sieving, following NBR 7181: 1984 (Soil - Particle size analysis) [13], thus obtaining the grain size curve of the material. - Specific mass: The specific mass of the CBC, being an extremely fine material, should be determined by NBR 6508: 1984 (Soil grains passing through the 4.8 mm sieve) [14]-The procedure used to obtain leachate extract for BCC followed NBR 10005: 2004 (ABNT: 2004) ^[15], as well as the solubilization procedure followed 10006: 2004 (ABNT: 2004) ^[16]. The samples of leachate and solubilized were subjected to determination of the contaminant contents listed in annexes F and G of NBR 10004: 2004 (ABNT: 2004) ^[17], by means of Atomic Absorption Spectrometer (AAS) 52 Varian - SPEC-TRAA-240FS and Ion Chromatograph, Metrohm - 850 Professional IC.

2.1.6 Residual tire

The tire residue used in the research was provided by the company Borrachas SS, located in the city of Maringá, which receives waste from tire retread companies throughout the region and is used to manufacture conveyor belts. This residue goes through a process of separation, grinding and sieving, where the rubber is separated from the other components of the tires. After passing through this process, the residue, already in the form of powder, is heated and takes the form of the regenerated rubber, later applied in the manufacture of the belts. After the sample was collected, a sieving was performed in order to remove larger pieces of rubber that were not retained in the sieves of the company equipment. Figure 3 shows the sample after sieving. The tire residues were characterized according to the tests described below:

Particle size analysis: The tire residue samples were initially dried at room temperature for a period of 72 hours, thus ensuring that the sample was dry for the characterization tests. The granulometric composition was determined according to NBR NM 248: 2003 (ABNT: 2003) ^[8], thus ensuring that the residue corresponds to the characteristics of small aggregate, since the proposal of the study is the substitution of this aggregate;

- Unitary Mass The test was performed according to NBR NM 45: 2006 (ABNT: 2006) ^[9], used for aggregates with characteristic dimensions below 37.5 mm;
- Specific mass As a thin residue, as the CBC, the specific mass should be determined by NBR 6508: 1984 Soil grains passing through the sieve of 4.8 mm Determination of specific mass (ABNT, 1984) ^[14];
- Leaching and solubilization tests The procedure used to obtain the leachate extract for BCC followed NBR 10005: 2004 (ABNT: 2004) ^[15], as well as the solubilization procedure followed 10006: 2004 (ABNT: 2004) ^[16]. The samples of leachate and solubilized were subjected to determination of the contaminant contents listed in annexes F and G of NBR 10004: 2004 (ABNT: 2004) ^[17], by means of Atomic Absorption Spectrometer (AAS) 52 Varian – SPECTRAA-240FS and Ion Chromatograph, Metrohm - 850 Professional IC.

2.2 Dosage, molding and testing of paving blocks

2.2.1 Dosage and molding

In order to meet the requirements of NBR 9781: 2013 (ABNT: 2013) ^[18], the ratio between binder and aggregate was defined as 1: 4, with 55% of the aggregate used being small aggregate and 45% according to the trait developed by Amadei (2011) ^[19], trait is validated by the method proposed by Fernandes (2012) ^[20] and indicated by the ABCP. This methodology systematically presents the dosing procedures, which allows reproducibility in the laboratory, besides being suggested by a representative body.

After defining the dosage to be used in the manufacture of the pavers, the traits were defined, based on the results obtained in the Altoé research (2013)^[6]. In this research, traces with different levels of substitution, both CBC and tire, were analyzed, delimiting traces with maximum and minimum levels of substitution of each residue used in the 2013 survey, seeking the highest possible use of the residue in substitution to the natural child aggregate. Table 2 shows the substitution levels of each trace. A fixed a / c ratio of 0.42, as defined by Altoé (2013)^[6], was adopted, and there was no need for

Table 2

| r | 1 | 1 r | _ |
|---|---|-----|---|
| н | Ś | | |
| | - | _ | _ |
| | | | |
| | | | |

| Substitution content (%) | | | | | | | | |
|--------------------------|-----|----|-----|--|--|--|--|--|
| Trace Tire CBC | | | | | | | | |
| TO | 0% | 0% | 0% | | | | | |
| Tl | 25% | 0% | 25% | | | | | |
| T2 | 5% | 0% | 5% | | | | | |
| Т3 | 5% | 5% | 0% | | | | | |
| T4 | 2% | 2% | 0% | | | | | |
| T5 | 27% | 2% | 25% | | | | | |
| T6 | 7% | 2% | 5% | | | | | |
| Τ7 | 30% | 5% | 25% | | | | | |
| Т8 | 10% | 5% | 5% | | | | | |



Figure 4 Pavers production

corrections during the molding process.

The measurement of the materials to make all the traces was made in mass, in order to guarantee a greater rigor in the control of the production. Figure 4 shows the production sequence of the parts. The pavers were left in the factory yard for 48 hours, being wet three times a day, after this period they were taken to the Construction Materials Laboratory of the State University of Maringá where they remained in the Wet Chamber until the tests provided for in the Experimental Program were performed.

2.2.2 Visual Inspection: dimensions, weight and color

Six pieces of each trait were separated at the age of 28 days for visual inspection, which consists of measuring, weighing and color checking. The parameters of weight and color are not defined in standard, but were adopted to verify any change between molded parts with addition of residues and reference parts. As for the dimensional parameter, NBR 9781: 2013 (ABNT: 2013) ^[18] determines that the pieces are measured in their three dimensions, thickness, width and height, and there can be no variation of 3mm

in any of the three. The pieces, at 28 days, were separated, measured, weighed and analyzed for color as shown in Figure 5

2.2.3 Compressive strength test

The compressive strength test is taken as a parameter by most national and international standards, so this characteristic is of utmost importance in evaluating the performance of pavers.

In this work the study of this property is one of the characteristics that defines the viability of substitution of the small aggregate by the residues. This substitution directly interferes in the compressive strength of the concrete, either by its decrease in the case of the tire residue or by its increase in the case of the BCC. In addition, the combined substitution will also be studied.

For the compressive strength test, 18 pavers were manufactured for each of the first defined traces, which were tested at age 28 days, as defined by NBR 9781: 2013 (ABNT, 2013) ^[18]

The test performed followed ABNT NBR 9781: 2103 (Concrete Paving Parts - Specification and Test Methods) ^[18], which admits that all other characteristics of the pavers are directly attached to this



Figure 5

Parts inspection and measurement: (A) Weighing of parts; (B) Dimension measurement of parts



Figure 6 Paver in the press between the discs

property. For the tests, the pavers were rectified and immersed in water for 24 hours, as required by the standard, and tested in the equipment provided by the laboratory, a Universal Testing Machine (MEU) of the EMIC brand. Figure 6 shows a paver being compressed.

2.2.4 Water absorption test

According to NBR 9781: 2013 (ABNT, 2013) ^[18] water absorption, expressed as a percentage, represents the increase in mass of a porous solid body due to the penetration of water into its permeable pores, relative to its state mass dry. According to Fioriti (2007) ^[22], immersion water absorption is related to the measurement of the pore volume of



(A)

the concrete, not to the ease with which the fluid penetrates the concrete. The water absorption is closely linked to the voids (pores) in the cement matrix. The greater the porosity of the pieces, the greater their water absorption. These unfilled spaces may cause loss of durability and mechanical strength of the parts, as well as increased leaching of the chemical substances contained in it. The experiment was based on NBR 9781: 2013 (ABNT, 2013) ^[18]. For the test three pavers were used for each trait at the age of 28 days, Figure 7 shows the pavers immersed in water and also dried in the greenhouse.

2.2.5 Abrasion resistance test

The abrasion is directly linked to the pavement's resistance to wear, being as important as the other properties required of the pavers. NBR 9781: 2013 (ABNT: 2013)^[18] provides and describes the abrasion test, but makes it an optional choice. Because it is not a mandatory test and because it is not very common, both manufacturing companies and researchers still adopt other methods to study this parameter. Among the several possibilities, the method used to determine pavers abrasion was the CIENTEC Method, available in Rio Grande do Sul. One paver was tested for the trait as an optimum substitution for the parameter of resistance to compression, with age of 28 days, since this is an expensive trial. The proposal is to make a comparison between the trait with optimal content and the reference trait.

3. Results and discussions

3.1 Characterization of materials

3.1.1 Aglomerant

The cement used was Portland Cement of Initial High Strength



Figure 7 Absorption tests: (A) Immersed pavers; (B) Pavers in the greenhouse

Cement features CP V ARI

| Item de controle | Unit | Manufacturer data | NBR 5737/ NBR 5733 |
|----------------------|-------|----------------------|-----------------------|
| Strength 24 horas | MPa | 27 | > 14 |
| Strength 3 dias | MPa | 37 | > 24 |
| Strength dias | MPa | 42 | > 34 |
| Strength 28 dias | MPa | 48 | - |
| Blaine | cm²/g | 5330 | > 3000 |
| Start of handle | Min | 160 | ≥ 60 |
| End of handle | Min | 265 | ≤ 600 |
| | | | |

Source: Cauê, 2016

Table 4

Characterization of the small aggregate

| Characterization | Units | Values |
|-------------------------------------|-------|--------|
| Especific mass | g/cm³ | 2,655 |
| Single unit mass in the loose state | g/cm³ | 1,635 |
| Characteristic maximum diameter | mm | 1.2 |
| Modulus of fineness | - | 1.68 |

(CP V ARI), which gives the pieces high initial resistance already at the beginning of the curing process. The characteristics of the material were obtained from the manufacturer and are listed in Table 3 and meet the Brazilian standards regarding the minimum quality limit.

3.1.2 Small aggregate

The results of the small aggregate characterization tests: determination of specific mass, unit mass in the loose state, characteristic maximum diameter and fineness modulus are shown in Table 4 and Figure 8 shows the granulometric distribution curve.

Table 5

Characterization of the aggregate

| Characterization | Units | Values |
|-------------------------------------|-------------------|--------|
| Especific mass | g/cm ³ | 2,900 |
| Single unit mass in the loose state | g/cm ³ | 1,516 |
| Characteristic maximum diameter | mm | 6.30 |
| Modulus of fineness | - | 4.49 |

3.1.3 Large aggregate

The results of the large aggregate characterization tests: determination of specific mass, unit mass in the loose state, characteristic maximum diameter and fineness modulus are given in Table 5 and Figure 9 shows the granulometric distribution curve.

3.1.4 Sugarcane bagasse ash – CBC

3.1.4.1 POZOLANIC ACTIVITY

The pozzolanic activity assay was performed at the IPT-São Paulo Technological Research Institute following the Modified Chapelle Method according to the guidelines of NBR 15895: 2010 (ABNT, 2010) ^[12] and the IPT123-CT-OBRAS-LMCC- Q-PE-041 - Revision 1 ^{[25].} The sample analyzed presented a pozzolanic activity index of 137 mg Ca (OH) 2 / g of the sample, which according to NBR 15894-1: 2010 (ABNT, 2010) ^[12] is not indicative of pozzolanic material once that in order to be characterized in this way the material needs to have an index greater than or equal to 750 mg Ca (OH) 2 / g.

3.1.4.2 GRANULOMETRIC ANALYSIS

The granulometric analysis was performed by the combination of sieving and sedimentation following NBR 7181: 1984 (ABNT, 1984) ^[13], Figure 10 shows the result of the test performed.

As can be observed in the granulometric distribution curve 79% of the ash was retained between the sieves 0.06 to 0.2 mm, in the classification of NBR 6508: 1995 (ABNT, 1995) ^[14] they are similar to fine sands. The sample had a uniformity value of 1.25 which



Figure 8

Curve aggregate granulometric distribution



Figure 9

Curve aggregate granulometric distribution



Figure 10 Granulometric curve - CBC

indicates an almost vertical granulometric curve, ie the diameters vary in a small range, indicating a sample with uniform distribution. The graduation of the sample can be classified with a good grade with a value of the particle size distribution coefficient close to 1.

3.1.4.3 SPECIFIC MASS AND MOISTURE CONTENT

The results of the assay for specific mass determination, performed according to the methodology proposed in ABNT NBR 6508: 1984 (ABNT, 1984))^[14], are shown in Table 6. The moisture content of the sample is shown in Table 6.

The value of the specific mass of the ash was very close to the

value of the sand used in this work, whose specific mass value was 2.65 g / $\mbox{cm}^3.$

3.1.4.4 LEACHING AND SOLUBILIZATION TESTS

The values of the leached extract test were kept within the parameters established by Annex F of NBR 10004: 2004 (ABNT, 2004) ^[17], thus classifying CBC as a "NON-HAZARDOUS" residue. Some of the results for solubilization were found to be above that allowed by NBR 10004: 2004 (ABNT, 2004) ^[17], in its Annex F, therefore, this residue falls within the non-inert class. Thus, according to NBR 10004: 2004 (ABNT, 2004) [17], the analyzed CBC sample can be classified by

Specific mass and moisture content of CBC

| Espec | fic mass | | | |
|---|--------------------|--------|--------|--|
| lka | | Sample | | |
| liem | | 1 | 2 | |
| Capacity of the picnometer (ml) | - | 22/500 | 24/200 | |
| Wet sample (g) | P1 | 60 | 60 | |
| Dry sample (g) | - | 59,92 | 59,92 | |
| Picnometer+ ground + water (g) | P2 | 654,34 | 648,04 | |
| Picnometer + water | P3 | 616,56 | 610,22 | |
| Temperature test (°C) | - | 24,8 | 25,0 | |
| Specific mass of water (g/cm ³) | - | 0,9971 | 0,9971 | |
| Especific mass of ground (g/cm ³) | Gs | 2,70 | 2,70 | |
| Especific mass of grouns (g/cm ³) | Gs | 2,70 | 2,70 | |
| Determination o | f moisture content | | | |
| Capsule n° | 20 | 50 | 78 | |
| Wet sample + Capsule (g) | 76,69 | 83,64 | 72,87 | |
| Dry sample + Capsule (g) | 76,61 | 83,54 | 72,81 | |
| Capsule mass (g) | 18,35 | 18,27 | 14,35 | |
| Moisture (%) | 0,14 | 0,15 | 0,10 | |
| Average | | 0,13 | | |

the parameters presented here as "Non-hazardous waste - Class II A - Non-inert". Residues with such a classification may have biodegradability, combustibility or water solubility properties.

This condition of the CBC, being a non-inert material, can cause it to be released directly into the soil may cause some type of contamination in the long term, remembering that the direct launching in plantations is the method usually employed for CBC. This information justifies once again the use of BCC as an aggregate in the manufacture of concretes and pavers, since the concrete can lead to the encapsulation of the contaminating materials, mitigating the possible contaminations. The tests of solubilization and leaching in the pavers were also carried out, aiming to confirm the neutralization and stabilization efficiency of the contaminants present in the residues used in the manufacture of the parts.

3.1.5 Residual tire

3.1.5.1 GRANULOMETRIC ANALYSIS

The granulometric analysis was performed according to the normalized by NBR NM 248: 2003 (ABNT, 2003) ^[8]. Figure 11 and Table 7 present, respectively, the grain size curve and the grain size characteristics of the waste tire residue. The tire residue presents granulometric characteristics of materials with uniform



Figure 11 Granulometric curve – tire residue

Granulometric characteristics - tire residue

| Property | Tire residue |
|-------------------------|--------------|
| Maximum diameter | 2,4mm |
| Modulus of fineness | 4,14 |
| Ranking (NBR 7211/2009) | Coarse sand |

granulometry, as can be observed by its grain size curve. The granulometric composition has a direct influence on the workability of the concrete (NEVILLE, 1995) ^[21] and its densification, which leads to a higher resistance, since the more dense the concrete the greater its resistance (FIORITI, 2007)^[22].

3.1.5.2 UNITARY MASS

In order to determine the unit mass of the tire residue, the test used for aggregates with a characteristic size of less than 37.5 mm was performed, following the procedure described in NBR NM 45: 2006 (ABNT, 2006) ^[9], the result being the same to 1.67 g / cm 3.

3.1.5.3 ESPECIFIC MASS

Table 8 gives the results of the test for determination of specific mass, performed according to the methodology proposed in NBR 6508: 1984 (ABNT, 1984) ^[14]. The tire residue has a specific grain mass less than the specific mass of the small aggregate used in the construction of the pavers, which may contribute to a lighter product.

3.1.5.4 LEACHING AND SOLUBILIZATION TESTS

The values of the leached extract test were kept within the parameters established in Annex F of ABNT NBR 10004: 2004) [17], thus classifying the tire residue as "NON-HAZARDOUS" waste. Some of the results for solubilization are above that allowed by NBR 10004: 2004) ^[17] in its Annex F, therefore, this residue falls into the non-inert class. Accordingly, in accordance with NBR 10004 [17], all samples of the Residual Tire Residue analyzed can be classified by the parameters presented here as "Non-hazardous waste - Class II A - Non inert". Residues with such a classification may have biodegradability, combustibility or water solubility properties. Like CBC, the tire residue is also a non-inert material, which can lead to some contamination of both soil and water if it is disposed of inappropriately in the environment. In order to verify if the contaminants were encapsulated by the concrete the tests of solubilization and leaching in the pavers were also carried out, trying to confirm the efficiency of the application.

3.1.5.5 Dosing of PAVERS

The dosage adopted was established by Amadei (2011))^[19] and also used by Altoé (2013) ^[6]. The trace has a ratio of aggregate to binder 1: 4. With the granulometric curves of the aggregates the dosage was adjusted according to the methodology proposed by Fernandes (2012) ^[20]. Figure 12 shows the granulometric curve of the mixture defined according to the proposed methodology.



Figure 12

Granulometric curve of the mixture

Table 8

Especific mass - tire residue

| litere | | Sample | | |
|---|------------|--------|--------|--|
| liem | - | 1 | 2 | |
| Capacity of the picnometer (ml) | - | 22/500 | 24/500 | |
| Wet Sample (g) | P1 | 16,43 | 17,31 | |
| Dry Sample (g) | - | 16,43 | 17,31 | |
| Picnometer + ground + water (g) | P2 | 589,03 | 582,00 | |
| Picnometer + water | P3 | 610,98 | 604,57 | |
| Temperature test (°C) | Gs | 0,43 | 0,43 | |
| Specific mass of water (g/cm ³) | Gs (médio) | 0,43 | | |

| lable 9 |
|-----------------------|
| Mass dosing of pavers |
| |

| Trace | Cement (kg) | Sand (kg) | Tire (kg) | CBC (kg) | Ahil (kg) | A/C | Additive ml |
|-------|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|------|----------------|
| TO | 18 | 47,7 | 0 | 0 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| Tl | 18 | 35,78 | 0 | 11,93 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| T2 | 18 | 45,32 | 0 | 2,39 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| Т3 | 18 | 45,32 | 2,39 | 0 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| T4 | 18 | 46,98 | 0,72 | 0 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| T5 | 18 | 35,06 | 0,72 | 11,93 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| T6 | 18 | 44,60 | 0,72 | 2,39 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| Τ7 | 18 | 33,39 | 2,39 | 11,93 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| Т8 | 18 | 42,93 | 2,39 | 2,39 | 24,3 | 0,42 | 40 |

The proportion determined by Amadei (2011^[19] was adequate for the manufacture of pavers, according to the granulometric curve of the mixture, being within the limits of the optimal curve determined by Fernandes (2012) ^[20]. Thus, the proportion defined was 55% of small aggregate and 45% of large aggregate. After the dosing was defined, the replacement levels were established, based on the results of the Altoé (2013)^[6] research, based on the principle of maximum use of the proposed residues. Table 9 shows the mass dosages used to manufacture the pavers. After the traces were defined, the pieces were molded in the Concrete Artifacts Factory of the State University of Maringá

3.2 Properties of pavers

3.2.1 Visual inspection

3.2.1.1 COLOR AND VISUAL ASPECT

The visual aspect of the pavers is of extreme importance, since the developed material must present visual characteristics close to the commercial pavers. According to the manufacturer Maski (2010) ^[23], the paver should have well defined edges, good sur-



Figure 13 Pavers made from waste

face finish and no burrs. In addition, color is also an important aesthetic factor when defining which material will be applied on a sidewalk.

For this reason an inspection was carried out in order to verify the conformity of the parts and if there was any variation of color in the parts manufactured with waste. Figure 13 shows some of the pavers made with the proposed waste. There was not a considerable variation in the color of the pieces, since the applied residue, despite having a darker coloration than the natural aggregate, the amount replaced was not enough to influence this question.

3.2.1.2 Mass of pavers

The parts were weighed and the average values found for each trace are given in Table 10.

The results show that the substitution of BCC results in a small increase in the mass of the pieces. This can be explained by the difference in mass between the two residues and the natural aggregate. On the other hand, the pieces manufactured with waste tires had their mass reduced as expected, even in the parts manufactured with traces that also contained CBC

Table 10

Average weight of pavers

| | Trace | Average weight of pavers (g) | Variation in relation to TO % |
|----|--------------------|---------------------------------------|----------------------------------|
| TO | - | 3.277,22 | - |
| T1 | 25% CBC | 3.304,44 | 0,83 |
| T2 | 5% CBC | 3.312,78 | 1,08 |
| Т3 | 5% Tire | 3.086,67 | -5,81 |
| T4 | 2% Tire | 3.240,00 | -1,14 |
| T5 | 25% CBC 2% tire | 3.250,00 | -0,83 |
| T6 | 5% CBC 2 % tire | 3.275,56 | -0,05 |
| T7 | 25% CBC 5% tire | 3.235,56 | -1,27 |
| Т8 | 5% CBC 5% tire | 3.242,22 | -1,07 |
| | Ler | ngth | Wi | Width | | kness |
|-------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|
| Trace | Measure (mm) | Variation (mm) | Measure (mm) | Variation (mm) | Measure (mm) | Variation (mm) |
| Forma | 195 | - | 95 | - | 80 | _ |
| TO | 196 | 1 | 95 | 0 | 79 | -1 |
| Tl | 196 | 1 | 95 | 0 | 81 | 1 |
| T2 | 195 | 0 | 95 | 0 | 80 | 0 |
| Т3 | 196 | 1 | 95 | 0 | 80 | 0 |
| T4 | 196 | 0 | 96 | 1 | 80 | 0 |
| T6 | 195 | 0 | 95 | 0 | 80 | 0 |
| T7 | 195 | 0 | 95 | 0 | 80 | 0 |
| T8 | 195 | 0 | 95 | 0 | 80 | 0 |

Table 11 Dimensional variation of pavers in relation to dimensional tolerance

3.2.1.3 DIMENSIONS

The NBR 9781: 2013 (ABNT, 2013) ^[18] defines that the dimensional tolerance of pavers should be 3mm for width, length and thickness. This requirement is given, because the dimensional variation directly interferes with the alignment and the seating of the pieces. For the analysis of this parameter, measurements were made on 18 pavers made by dash, to be calculated the average of the dimensions. The results are shown in Table 11, and the dimensions of the pavers manufactured should be (195x95x8) mm., Both traces presented average dimensions within the dimensional tolerances.

3.2.1.4 COMPRESSIVE STRENGTH

According to NBR 9781: 2013 (ABNT, 2013) ^[18] and following the methodology described in Annex A, pavers manufactured with different substitution contents were tested under compression in order to determine the estimated compressive strength of each stroke. The results of the tests are shown in Table 12. In order

Table 12

Compressive strength average and estimated characteristic

| | Traco | 28 | dias |
|----|--------------------|-------|---------------------------|
| | lidce | | f _{pk,est} (MPa) |
| TO | - | 35,32 | 33,83 |
| T1 | 25% CBC | 40,72 | 39,19 |
| T2 | 5% CBC | 35,08 | 33,11 |
| ТЗ | 5% tire | 25,35 | 23,07 |
| T4 | 2% tire | 30,77 | 29,00 |
| T5 | 25% CBC 2% tire | 35,16 | 32,22 |
| T6 | 5% CBC 2 % tire | 31,72 | 29,55 |
| Τ7 | 25% CBC 5% tire | 28,30 | 26,17 |
| Т8 | 5% CBC 5% tire | 21,79 | 20,35 |

to facilitate the analysis of data, the results were transferred to a graph, shown in Figure 14.

The trait that obtained the best result according to the resistance parameters required by NBR 9781: 2013 (ABNT, 2013) ^[18] was T1, manufactured with 25% sand replacement per BCC, with a value of 39.19 MPa, reaching an increase of 15.89% in relation to the reference trait. The T2 trace also made with CBC in substitution for the sand presented similar result to the reference trait. These results demonstrate the feasibility of the use of this residue in the preparation of pavers, without compromising the compressive strength.

As already pointed out in several studies, there is a decrease in compressive strength when sand is replaced by tire residue. For this research, traces with 2% and 5% of substitution were studied, and both presented a reduction in relation to the T0 trace, with values of 23.07 MPa and 29 MPa, for T3 and T4 respectively. The substitution of 2% (T4) for the loss of resistance was not as significant as that of 5% (T3), being in the order of 14%, the compressive strengths obtained are lower than that determined by NBR 9781: 1987 (ABNT, 1987) ^[19]. However, they reached values that, according to several researchers, may be indicated for application in places subject to light applications, since, secondly, a resistance of 15 MPa would already be the ideal for this type of request (FIORITI, 2007) ^[22].

The traces made with the two residues together show that the mixture of CBC with tire offers an improvement in the mechanical



Figure 14 Compressive strength



Figure 15





Figure 16

Compressive strength Tire 5%

properties of the paver made with only tire residue. In order to better visualize these results, the graphs presented in Figures 15 and 16, where the results of 2% and 5% of sand replacement by Tire are presented together with 5% and 25% CBC contents.

According to Figure 15 the pavers where the sand was replaced by CBC and Tire achieved better compressive strength results than where only the tire was used, with an increase of 11.10% in T5. Another factor to be observed was that this trait presented a reduction of less than 5% in relation to T0. In this trait the total substitution content is 27% of the sand per residue, a high index when compared to other residues when applied with the same purpose. In the case of pavers made with 5% of tire residue, this behavior is repeated for the CBC content of 25%. At 5% CBC, the results did not show improvement, as can be seen in Figure 16.

One behavior that can be observed with respect to compressive strength is that this apparently does not influence when the substitution content is 5% substitution, as can be seen in the T2, T6 and T8 traces, since these showed close resistance without CBC. One way to better study this behavior may be to perform new traits with intermediate levels between 5% and 25%.

According to Fioritti (2007) ^[17], the compressive strength of 15 MPa is satisfactory, since public walking requests are lower than this value. The author also proposes that the values required in the Brazilian standards should be reduced considering the application of the material. In this context, all the traits presented a resistance

close to the one suggested by the author, and can be applied in places with smaller requests than the public roads contemplated in NBR 9781: 2013 (ABNT, 2013)^[18], as for example, and bike paths After the analysis of the results, the trait considered as the optimal substitution content is the T5 trait, in which 27% of sand was replaced by residues (25% by CBC and 2% by Tire). This trait reached a resistance of 32.22 MPa, only 5% lower than the reference trace (T0), showing that it is feasible to replace the aggregate with the proposed residues.

3.2.1.5 WATER ABSORPTION

The water absorption of the pavers was determined by the methodology established in NBR 9781: 2013 (ABNT, 2013) [18] and following the methodology described in Annex B, for the age of 28 days. The results obtained in the tests are shown in Table 13.

The results of the tests are represented graphically in Figure 17. In all the traces made this index was below the maximum allowed by NBR 9781: 2013 (ABNT, 2013) [18] which is 6%.

The water absorption for the traces made with BCC was lower than that obtained in the reference trait. Furthermore, the absorption index decreases with the increase in the kid content of CBC. This fact can be explained by the low porosity that the pavers made with this residue presented. As the CBC is extremely thin it fills the voids between the other aggregates, reducing the porosity and, consequently, the water absorption.

Table 13

Water absorption index

| | Water absorption (%) | |
|----|-------------------------|------|
| TO | - | 5,54 |
| TI | 25% CBC | 3,60 |
| T2 | 5% CBC | 4,71 |
| Т3 | 5% tire | 5,95 |
| T4 | 2% tire | 5,19 |
| T5 | 25 % CBC 2% tire | 5,23 |
| Т6 | 5% CBC 2% tire | 5,59 |
| T7 | 25% CBC 5% tire | 5,00 |
| Т8 | 5% CBC 5% tire | 4,86 |



Figure 17 Absorption chart

The same does not occur with pavers manufactured with waste tires, which indicates that these parts have a higher porosity, although it is within the parameters required by the standard. However, when CBC is added to the mix, these indices are reduced, which shows that the CBC contributes to improve this characteristic of the pavers as well.

3.2.1.6 ABRASION

The abrasion resistance test was performed only for the reference trait and the trait that presented the best result in the mechanical property, the T5 trait, and one specimen was used for each trait. From each sample two samples were taken, the pavers made with Trace T0 presented a wear of 6.29mm and those fabricated with the T5 trace 6.37mm.

The results obtained are relatively high when compared to the results of other tests. This is due to the fact that the Cientec Method is considered as the most abrasive test because it uses the silicon carbide, which wears all the mineral material that makes up the concrete.

However, the authors suggest that wear should be limited to 15 mm, which is the mean value reached by several authors (Hood, 2006) ^[24]. In the case of NBR 9781: 2013 (ABNT, 2013) ^[18] the maximum permissible wear is 23mm for pavers subject to pedestrian traffic, light vehicles and commercial vehicles

The result obtained for the reference trait is compatible with the results found by other researchers who used the Cientec Method for the analysis of abrasion resistance. Amadei (2011) ^[19] analyzed this feature in his research and obtained a wear of 6.40 mm in his reference stroke and Hood (2006) reached 6.17 mm.

Regarding the paver fabricated with CBC and Tire the results presented do not demonstrate that the substitution influenced this characteristic, once again showing the viability of the substitution.

4. Conclusions

The feasibility of the use of the residues was analyzed according to tests of resistance to compression, water absorption and resistance to abrasion, thus evaluating the mechanical and durability characteristics of the pieces.

As the proposal is the joint use of waste the analysis of the results was focused on the pieces made with CBC and waste tires, however, we can not fail to comment the results obtained with the use of the same. In the case of CBC there was a significant improvement of the properties analyzed, which was already expected based on previous research. On the other hand, the residuals of tires presented negative results for the manufacture of pavers. Even when used in small quantities, the reduction of mechanical resistance and the increase of water absorption can be observed. However, when used together there is a kind of compensatory effect, which makes it possible to use them.

Based on the results of the tests carried out, Trace T05 was chosen as the optimum content, that is, the one that presented the least influence of the substitution of the aggregate by residues in the analyzed characteristics, even using maximum possible substitution levels, 25% CBC and 2% of tire, totaling 27%. Trace T05 was the closest to the reference trait in terms of strength, water absorption and abrasion resistance. The improved characteristics of pavers made with CBC tire residue can be explained by the filler effect of CBC in concretes, involving better particles and reducing voids between pulp and aggregates. In addition, although it does not have a significant reactivity that classifies it as pozzolana, CBC even when burned at high temperatures contributes in a decisive way to the increase of mechanical resistance. It should be noted that both the results presented and the conclusions drawn from them are based on local materials, equipment, techniques and conditions.

From the environmental point of view, the use of these wastes contributes to the reduction of the extraction of natural resources and also promotes their adequate disposal.

5. Thanks

The Federal Technological University of Paraná.

The State University of Maringá, the Campus City Hall, the collaborators of the Cement Artifacts Factory and the Construction Materials Laboratory.

To Sika Brasil S.A; Usina Santa Terezinha, Rubber SS.

6. Referências bibliográficas

- [1] ROSA, P. A. O. Produção Mais Limpa. Tecnologias Limpas. In: FÓRUM INTERNACIONAL DE RESÍDUOS SÓLI-DOS, 1., 2007, Porto Alegre. Online... Porto Alegre, 2007. Disponível em: http://www.institutoventuri.com.br/img_f orum/palestras/Palestras%20-%2019%20de%20maio%20 20Manh_/Paulo%20Rosa.pdf. Acesso em: 13 Jun. 2016.
- [2] JOHN, V. M. Reciclagem de resíduos na construção civil: Contribuição para metodologia de pesquisa e desenvolvimento. 2000. 113 f. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2000.
- BRASIL. Lei Federal nº 12.305, de 02 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 03 de Ago. 2010. Disponível em:
 http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/12305.htm>. Acesso em: 27 Jun. 2016.
- [4] ASSOCIAÇÃO NACIONAL DA INDÚSTRIA PNEUMÁTICA -ANIP. O livro Branco da Industria de Pneus. 2016. Disponível em: http://www.anip.com.br/index.php?cont=conteudo. Acesso em: 23 maio. 2016.
- [5] CONAB COMPANHIA NACIONAL DE ABASTEC-IMENTO. Acompanhamento da safra brasileira de Cana-de-Açúcar 2016/2017 – Segundo Levantamento. 2016. http://www.conab.gov.br/OlalaCMS/uploads/arquivos/16_04_18_14_27_15_boletim_cana_portugues_-_10_ lev_-_16.pdf. Acesso em: 16 Jul. 2016.
- [6] ALTOÉ, S. P. S. Estudo da potencialidade da utilização de cinza de bagaço de cana-de-açúcar e resíduos de pneus inservíveis na confecção blocos de concreto para pavimentação. 179f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – UEM. Maringá. 2013.
- [7] ABCP- Associação Brasileira de Cimento Portland, 2002.
 Guia básico de utilização do cimento Portland BT-106; 7 ed. São Paulo: ABCP, 28 p.

- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248. Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 45. Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios, 2006.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53. Agregado graúdo – determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52. Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15895: Materiais pozolânicos – Determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado – Método Chapelle modificado. Rio de Janeiro, 2010.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Massa específica dos Sólidos. Rio de Janeiro, 1984.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10005: Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 2004.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10006: Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos Rio de Janeiro, 2004.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10004 Resíduos Sólidos - Classificação. Rio de Janeiro, 2004.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9781. Peças de concreto para pavimentação- Especificação e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.
- [19] AMADEI, I. B. A. Avaliação de blocos de concreto para pavimentação produzidos com resíduos de construção e demolição do Município de Juranda/PR. 153 f. 2011. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, Maringá, 2011.
- [20] FERNANDES, I. D. Blocos & Pavers: Produção e Controle de Qualidade. 3. ed. Jaraguá do Sul: Treino Assessoria e Treinamentos Empresariais Ltda., 2012a. 182 p. ISBN 978.85.62290-01-5.
- [21] NEVILLE. A. M. Properties of concrete. 4 edition, London,Longman, 1995, 844p.
- [22] FIORITI, C. F. Pavimentos intertravados de concreto utilizando resíduos de pneu como material alternativo. 202 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- [23] MASKI PRÉ-FABRICADOS. Assentamento do pavimento intertravado Práticas recomendadas. 2011. Disponível em: <http://www.maski.com.br/prefabricados/assentamento-dopavimento-intertravado>. Acessado em: 12 Jan. 2012.
- [24] HOOD, R. S. S. Análise da viabilidade técnica da utilização de resíduos de construção e demolição como agregado miúdo reciclado na confecção de blocos de concreto para pavimentação. 2006. 150 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

[25] INSTITUTO DE PESQUISA E TECNOLOGIA DE SÃO PAU-LO – Procedimento IPT123-CT-OBRAS-LMCC-Q-PE041 – Revisão 01.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Waste tires and the burning of sugarcane bagasse in the manufacture of concrete pavers (pavers)

Resíduos de pneus e da queima do bagaço da cana-de-açúcar na fabricação de blocos de concreto para pavimentação (pavers)

S. P. S. ALTOÉ ^{a,b} silviasossai@hotmail.com https://orcid.org/0000-0002-4098-4257

A. SALES ^b almir@ufscar.br https://orcid.org/0000-0002-7766-5364

C. H. MARTINS ° chmartins@uem.br https://orcid.org/0000-0001-7342-5665

Abstract

The research developed has the purpose of analyzing the potential utilization of sugarcane bagasse ash and tire residue in the construction of pavers in replacement of the small aggregate, the natural sand. In order to achieve this objective, the methodology adopted includes steps such as: characterization of the residues to be used, preparation of pavers with different contents of partial replacement of small aggregates, determination of the main pavers characteristics (compressive strength, water absorption, abrasion resistance). The results proved the viability of the substitution, and the optimum content for the manufacturing of the parts is 27%, being 25% of BCC and 2% of tires. The contribution of the research is focused on reducing the consumption of natural resources and the correct disposal of the residues studied.

Keywords: cinza do bagaço da cana-de-açucar,pneus, pavers, reciclagem, durabilidade.

Resumo

A pesquisa desenvolvida tem como proposta analisar a potencialidade de utilização da cinza do bagaço da cana-de-açúcar e do resíduo de pneus na confecção de blocos de concreto para pavimentação (pavers) em substituição do agregado miúdo, a areia natural. Para atingir este objetivo a metodologia adotada compreende etapas como: a caracterização dos resíduos a serem utilizados, confecção de pavers com diferentes teores de substituição parcial de agregado miúdo, determinação das principais características pavers (resistência à compressão, absorção de água, resistência à abrasão). Os resultados comprovaram a viabilidade da substituição, sendo que o teor ótimo para a fabricação das peças é de 27%, sendo 25% de CBC e 2% de pneus. A contribuição da pesquisa está voltada para redução do consumo dos recursos naturais e a correta disposição dos resíduos estudados.

Palavras-chave: sugarcane bagasse ash, tires, pavers, recycling, durability.

Received: 19 Aug 2017 • Accepted: 14 Aug 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

^a Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Apucarana, Coordenação de Engenharia Civil, Maringá, PR, Brasil;

Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, São Carlos, SP, Brasil;
 Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil, Maringá, PR, Brasil.

1. Introdução

Os diversos segmentos industriais buscam a cada dia novas tecnologias e sistemas gerenciais que contribuam para o aumento da produção visando atender a um mercado com alto poder de consumo e cada vez mais exigente. Porém, em contrapartida são resultantes desse comportamento produtivo: a necessidade de matéria-prima e a geração, cada vez maior, de resíduos, o que conduz a uma extração indiscriminada, porém ainda necessária, dos recursos naturais e a geração de resíduos de certa forma ignorada.

A cobrança por soluções que minimizem os impactos gerados por este cenário impulsiona os responsáveis pela produção a avaliar e analisar de forma diferente dois extremos da cadeia produtiva: a extração indiscriminada dos recursos naturais e as consequências de uma produção sem controle. Como resultado os setores produtivos buscam a aplicação de práticas e estratégias de gestão ambiental que demonstrem o seu comprometimento com esta nova realidade, agregando, desta forma, mais valor aos seus produtos frente a uma sociedade mais consciente da necessidade da busca pela conservação do ambiente (ROSA, 2007)^[1].

Uma solução para esta questão, apontada por várias linhas de pesquisa, para minimizar os danos causados ao ambiente e simultaneamente garantir a continuidade da produção é a utilização de materiais alternativos e a substituição, total ou parcial, dos recursos naturais, por meio da reciclagem de resíduos. Segundo John (2000)^[2] a primeira e mais visível contribuição da reciclagem é a preservação dos resíduos naturais. Uma vez que se estes forem substituídos por resíduos pode-se afirmar que ocorrerá um prolongamento da vida útil das reservas naturais e uma redução da destruição da paisagem, flora e fauna.

O setor da construção civil é um dos setores mais promissores para a utilização de resíduos como fonte de matéria-prima. Sendo que resíduos das mais diferentes origens têm sido aplicados com sucesso na fabricação de argamassas, concretos, elementos de vedação, entre outros. Essa utilização de resíduos na construção civil vem ao encontro da necessidade do setor de diminuir os impactos ambientais por ele causados: atualmente se estima que a indústria da construção civil, seja responsável por 20 a 50% do consumo dos recursos naturais extraídos do planeta (JOHN, 2000)^[2].

No Brasil a abordagem à gestão de resíduos não foi tratada de forma clara e direta na legislação ambiental brasileira, sendo implícita e genérica até 2010 quando foi publicada a Lei n.º 12.305, denominada de Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS)^[3], regulamentada pelo Decreto Federal n.º 7.404, de 23 de dezembro de 2010.

A PNRS visa o monitoramento dos resíduos gerados nos processos produtivos industriais e sua gestão integrada, e entre seus princípios estão a responsabilidade compartilhada pelo ciclo de vida dos produtos e o reconhecimento do resíduo sólido reutilizável e reciclável como um bem econômico e de valor social, gerador de trabalho e renda e promotor de cidadania.

Desta forma, considera-se que as indústrias não são apenas responsáveis pelos resíduos gerados, mas também por seus produtos até o descarte final, que deverá ter destino ambientalmente correto. O processo produtivo deve ser visto como um todo e integrado à sociedade, de maneira tal que o reaproveitamento do resíduo ou sua reciclagem deve ser definido no início da produção. A proposta apresentada por este trabalho é o reaproveitamento de dois resíduos por meio da substituição parcial da areia empregada na confecção de pavers, o que pode contribuir para diminuição da extração deste material, evitando, assim, a degradação do ecossistema local, devido ao assoreamento causado durante o processo. Para isto, a pesquisa visa estudar o reaproveitamento da cinza do bagaço da cana-de-açúcar e do resíduo de pneus inservíveis na confecção de blocos de concreto para pavimentação (pavers), em substituição ao agregado miúdo.

Tanto a cinza do bagaço da cana-de-açúcar quanto o resíduo de pneus inservíveis são resíduos gerados, anulamente, em grandes quantidades, que tem tempo de decomposição lenta, e que normalmente ocupam grande volume em aterros, ou ainda, são lançados inadequadamente e de forma indiscriminada no ambiente, o que provavelmente tem contaminado o solo, o ar e a água, além de trazer sérios riscos à saúde da população.

Segundo a Associação Nacional das Indústrias Pneumáticas (ANIP, 2016)^[4] a produção de pneus novos no ano de 2015 foi de 71,9 mi-Ihões de unidades, deste total 63,5 % teve como finalidade a reposição, ou seja, cerca de 45 milhões de pneus foram trocados somente no ano de 2015 no país. Ainda segundo a ANIP, desse montante, 46,8% são pneus usados que podem retornar ao mercado para serem ainda utilizados nos veículos ou submetidos a algum tipo de reforma, e 53,2% são pneus inservíveis, que não têm mais utilização veicular. Desde 1999, quando começou a coleta dos pneus inservíveis pelos fabricantes, até o final de 2014, mais de 3 milhões de toneladas de pneus inservíveis, equivalentes a 625 milhões de pneus de passeio, foram coletados e destinados adequadamente. A forma mais comum de destinação dos pneus inservíveis é como combustível alternativo para a indústria de cimento, seguida pela fabricação de granulado e pó de borracha para utilização em artefatos de borracha ou asfalto borracha, solado de sapato, dutos fluviais. Porém, o setor ainda afirma que existe a necessidade de novas aplicações para este material, uma vez que o volume de resíduos gerados anualmente é alto e muitas unidades ainda não são destinados aos 824 pontos de coleta existentes no território brasileiro.

No processo de beneficiamento da cana-de-açúcar o maior subproduto gerado é o bagaço da cana-de-açúcar, utilizado em larga escala como combustível em caldeiras para geração de energia que gera dois tipos de cinza: a cinza pesada e a cinza volante. Se for levado em consideração a da safra 2016/2017 com um montante de 690,98 milhões de toneladas de cana-de-açúcar (CO-NAB, 2016)^[5], e que todo o bagaço seria utilizado como fonte de energia seriam, então, produzidas aproximadamente 4 milhões de toneladas de cinza por ano.

Anualmente são utilizadas cerca de 378 milhões de toneladas de agregados na fabricação de concretos. A substituição deste agregado pelo resíduo reciclado além de contribuir para a redução da extração dos recursos naturais em grandes quantidades, também, pode colaborar para a redução de CO₂ durante o transporte do mesmo até o local de utilização.

Para análise da potencialidade da utilização dos resíduos propostos, foram confeccionados pavers com diferentes teores de substituição, que foram ensaiados de acordo com as normas vigentes, analisando caracterísitcas como: resistência, absorção de água e abrasão, definindo, assim, o teor ótimo de substituição de agregado miúdo pelos resíduos propostos.



Figura 1 Unidade Usaçucar Iguatemi Fonte: Usaçucar (2015)

A metodologia empregada, bem como, as definições utilizadas neste trabalho são baseadas na metodologia e resultados obtidos no trabalho de Altoé (2013)^[6], onde foram analisadas combinações de traço e realizados os primeiros estudos sobre a resistência mecânica, absorção e abrasão de blocos de concreto para pavimentação. Este trabalho tem como objetivo o estudo da utilização da cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBC) e do resíduo de pneus inservíveis na substituição de agregado miúdo para confecção de blocos de concreto para pavimentação (pavers) sujeitos à solicitações leves.

Para atingir o objetivo principal desta pesquisa foram definidos os seguintes objetivos específicos: analisar as características da cinza do bagaço da cana-de-açúcar e dos resíduos de pneus inservíveis quanto à possibilidade de sua aplicação como agregado miúdo; analisar a influência da substituição parcial do agregado miúdo pelos resíduos propostos na resistência à compressão, absorção de água e resistência à abrasão dos pavers; determinar os melhores teores ótimos de substituição a partir da interpretação dos dados obtidos nos diferentes ensaios realizados com os pavers.

2. Materiais e programa experimental

2.1 Materiais

2.1.1 Aglomerante

O cimento utilizado nesta pesquisa foi o CP V ARI, uma vez que mais utilizado pelos fabricantes de pavers. O CP V ARI é regulamentado ABNT NBR 5733:1991, sendo recomendado para o preparo de argamassas e concretos que conseguem elevadas resistências com maior velocidade (ABCP, 2002)^[7], e largamente utilizado na indústria de pré-moldados.

2.1.2 Agregado graúdo

O agregado graúdo natural empregado na confecção dos blocos foi a brita zero, de origem basáltica, comercialmente conhecida como Pedrisco, com diâmetro entre 4,8 e 9,5 mm. A caracterização da areia utilizada na confecção dos pavers foi realizada de acordo com as seguintes normas: determinação da composição granulométrica (NBR NM 248:2003)^[8]; determinação da massa unitária (NBR NM 045:2006)^[9]; determinação da massa específica (NBR NM 53:2009)^[10].



(A)

(B)

(C)

Figura 2

Aspecto visual da amostra de CBC: (A) CBC no estado bruto; (B) Material retirado da CBC: (C) Cinza peneirada

Tabela 1

Características do aditivo

| Fabricante | Nome | Tipo | Estado | Cor | Densidade | Ph | Consumo |
|-------------|--------------------|---|---------|----------|---------------------|-------|---|
| Sika Brasil | SikaPaver HC-10 | Plastificante para concreto semi-seco | Líquido | Vermelho | 1,01 + 0,02 kg/l | 7 + 1 | 0,2 a ,5 % em relação ao peso de cimento |

Fonte: Fabricante, 2016





2.1.3 Agregado miúdo

O agregado miúdo natural utilizado foi a areia média quartzosa. A caracterização da areia utilizada na confecção dos pavers foi realizada de acordo com as seguintes normas: determinação da composição granulométrica (NBR NM 248:2003)^[8]; determinação da massa unitária (NBR NM 045)^[9], determinação da massa específica (NBR NM 52:2009)^[11].

2.1.4 Aditivo

Em todos os traços moldados foi utilizado o aditivo líquido para baixo consumo de cimento em concretos semi-secos. As características deste aditivo estão apresentadas na Tabela 1.

2.1.5 Cinza do bagaço da cana-de-açúcar

A cinza do bagaço de cana-de-açúcar utilizada na pesquisa é proveniente da usina termoelétrica da Usina Santa Terezinha (Usaçucar), localizada no distrito de Iguatemi à aproximadamente 10 km de Maringá-PR. A Usina opera com duas caldeiras para a queima do bagaço de cana-de-açúcar, conforme ilustrado na Figura 1. As amostras podem ser vistas na Figura 2 (A) CBC em estado bruto, (B) Material retirado da CBC e (C) Cinza peneirada. A CBC foi caracterizada de acordo com os ensaios descritos a seguir:

Atividade pozolânica - A atividade pozolânica foi determinada através do Método de Chapelle Modificado, seguindo a NBR

Tabela 2 Traços

| Teor de substituição (%) | | | | | |
|--------------------------|-----|------|-----|--|--|
| Tr | aço | Pneu | CBC | | |
| TO | 0% | 0% | 0% | | |
| T1 | 25% | 0% | 25% | | |
| T2 | 5% | 0% | 5% | | |
| T3 | 5% | 5% | 0% | | |
| T4 | 2% | 2% | 0% | | |
| T5 | 27% | 2% | 25% | | |
| T6 | 7% | 2% | 5% | | |
| T7 | 30% | 5% | 25% | | |
| T8 | 10% | 5% | 5% | | |

15895:2010 (Materiais pozolânicos – Determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado – Método Chapelle modificado)^{(12]}, pelo Laboratório de Materiais de Construção do IPT-SP.

- Análise granulométrica A determinação da análise granulométrica da CBC foi feita por meio de sedimentação e do peneiramento, seguindo a NBR 7181:1984 (Solo - Análise granulométrica)⁽¹³⁾, obtendo-se assim a curva granulométrica do material.
- Massa específica: A massa específica da CBC, por ser um material extremamente fino, deve ser determinada pela NBR 6508:1984(Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm)^[14].
- Ensaios de lixiviação e solubilização O procedimento utilizado na obtenção do extrato lixiviado para a CBC seguiu a NBR 10005:2004 (ABNT:2004)^[15], assim como o procedimento da extração do solubilizado seguiu a 10006:2004 (ABNT:2004)^[16], sendo que, as amostras de lixiviado e solubilizado foram submetidas a determinação dos teores de contaminantes listados segundo os anexos F e G da NBR 10004:2004 (ABNT:2004) ^[17], por meio de Espectrômetro de Absorção Atômica (EAA) 52 Varian - SPECTRAA-240FS e Cromatôgrafo de íons, Metrohm – 850 Professional IC.

2.1.6 Resíduo de pneu inservível

O resíduo de pneus utilizado na pesquisa foi fornecido pela empresa Borrachas SS, localizada na cidade de Maringá, que recebe resíduos de empresas de recauchutagem de pneu de toda região e é utilizado para fabricação de correias transportadoras. Este resíduo passa por um processo de separação, trituração e peneiramento, onde a borracha é separada dos demais componentes dos pneus. Após passar por este processo, o resíduo já na forma de pó, é aquecido e toma a forma do regenerado de borracha, posteriormente aplicado na fabricação das correias. Após a coleta da amostra foi realizado um peneiramento com a finalidade de retirar pedaços maiores de borracha que não ficaram retidos nas peneiras do equipamento da empresa. A Figura 3 mostra a amostra após o peneiramento. Os resíduos de pneu foram caracterizados de acordo com os ensaios descritos a seguir:

- Análise Granulométrica: Incialmente as amostras de resíduo de pneus foram secas em temperatura ambiente por um período de 72 horas, garantindo assim que a amostra se encontrava seca para a realização dos ensaios de caracterização. A composição granulométrica foi determinada de acordo com a NBR NM 248:2003 (ABNT:2003)⁽⁸⁾, garantindo, assim, que o resíduo corresponda às características de agregado miúdo, uma vez que a proposta do estudo é a substituição deste agregado.
- Massa Unitária O ensaio foi realizado de acordo com a NBR NM 45:2006 (ABNT:2006)^[9], utilizada para agregados com dimensões característica inferiores à 37,5 mm.
- Massa Específica Por ser um resíduo fino, assim como a CBC, a massa específica deve ser determinada pela NBR 6508:1984 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica (ABNT, 1984)^[14].
- Ensaios de lixiviação e solubilização O procedimento utilizado na obtenção do extrato lixiviado para a CBC seguiu a NBR 10005:2004 (ABNT:2004)^[15], assim como o procedimento da extração do solubilizado seguiu a 10006:2004 (ABNT:2004)^[16]. Sendo que, as amostras de lixiviado e solubilizado foram submetidas a determinação dos teores de contaminantes listados segundo os anexos F e G da NBR 10004:2004 (ABNT:2004) ^[17], por meio de Espectrômetro de Absorção Atômica (EAA) 52 Varian - SPECTRAA-240FS e Cromatôgrafo de íons, Metrohm – 850 Professional IC.



Figura 4 Produção dos pavers

2.2 Dosagem, moldagem e ensaios dos blocos de pavimentação

2.2.1 Dosagem e moldagem

Com o objetivo de atender os requisitos da NBR 9781:2013 (ABNT:2013)^[18], a proporção entre aglomerante e agregado foi definida como 1:4, sendo que 55% do agregado utilizado é agregado miúdo e 45% agregado graúdo, conforme traço desenvolvido por Amadei (2011)^[19], traço este validado pelo método proposto por Fernandes (2012)^[20] e indicado pela ABCP. Esta metodologia apresenta sistematicamente os procedimentos de dosagem, o que permite a reprodutibilidade em laboratório, além de ser sugerida por um órgão de representatividade.

Após definida a dosagem a ser utilizada na fabricação dos pavers, foram definidos os traços, baseados nos resultados obtidos na pesquisa de Altoé (2013)^[6]. Nesta pesquisa foram analisados traços com diferentes teores de substituição, tanto de CBC quanto de pneu, ajustados no presente trabalho, delimitando traços com teores máximos e mínimos de substituição de cada resíduo utilizados na pesquisa de 2013, buscando o maior uso possível do resíduo em substituição ao agregado miúdo natural. A Tabela 2 traz os teores de substituição de cada traço. Foi adotada uma relação fixa de a/c de 0,42, conforme definido por Altoé (2013)^[6], não havendo necessidade de correções durante o processo de moldagem. A medição dos materiais para confecção de todos os traços foi feita em massa, de

forma a garantir uma maior rigorosidade no controle da produção. A Figura 4 mostra a sequência de produção das peças.

Os pavers, ficaram no pátio da fabrica durante 48 horas, sendo molhados três vezes ao dias, após este período foram levados ao Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Estadual de Maringá onde permaneceram na Câmara Úmida até a realização dos ensaios previstos no Programa Experimental foram realizados.

2.2.2 Inspeção visual: dimensões, peso e cor

Foram separadas 6 peças de cada traço, na idade de 28 dias, para realização da inspeção visual, que consiste na medição, pesagem e verificação de cor das mesmas. Os parâmetros de peso e cor não são definidos em norma, porém foram adotados para verificar qualquer alteração entre as peças moldadas com adição de resíduos e as peças referência. Quanto ao parâmetro dimensional, a NBR 9781:2013 (ABNT:2013)^[18] determina que as peças sejam medidas em suas três dimensões, espessura, largura e altura, não podendo haver variação de 3mm em qualquer uma das três. As peas, aos 28 dias, foram separadas, medidas, pesadas e analisadas quanto à cor conforme mostra a Figura 5.

2.2.3Ensaio de resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão é tomado como parâmetro pela maioria das normas nacionais e internacionais, por isso esta



Figura 5

Inspeção e medição das peças: (A) Pesagem das peças; (B) Medição das dimensões das peças



Figura 6 Paver na prensa entre os discos

característica é de extrema importância na avaliação de desempenho dos pavers.

Neste trabalho o estudo desta propriedade é uma das características que define a viabilidade de substituição do agregado miúdo pelos resíduos. Esta substituição interfere diretamente na resistência à compressão do concreto, seja pela sua diminuição no caso do resíduo de pneus seja pelo seu aumento no caso da CBC. Além disto, a substituição combinada também será estudada.

Para o ensaio de resistência à compressão foram fabricados 18 pavers para cada um dos primeiros traço definidos, que foram ensaiados com idade de 28 dias, conforme o definido pela norma NBR 9781:2013 (ABNT,2013)^[16]. O ensaio realizado seguiu o estabelecido na ABNT NBR 9781:2103 (Peças de concreto para pavimentação – Especificação e métodos de ensaio)^[18], que admite que todas as outras características dos pavers estão ligadas diretamente a esta propriedade. Para a realização dos ensaios, os pavers foram retificados e imersos em água por 24 horas, como exige a norma, e ensaiados no equipamento disponibilizado pelo laboratório, uma Máquina Universal de Ensaios (MEU) da marca EMIC. A Figura 6 mostra um paver sendo ensaiado à compressão

2.2.4 Ensaio de absorção de água

Segundo a NBR 9781:2013 (ABNT,2013)^[18] a absorção de água, expressa em porcentagem, representa o incremento de massa de um corpo sólido poroso devido à penetração de água em seus poros permeáveis, em relação à sua massa em estado seco. Segundo Fioriti (2007)[22], a absorção de água por imersão está relacionada com a medição do volume de poros do concreto, e não à facilidade com que o fluido penetra no mesmo. A absorção de água está intimamente ligada aos vazios (poros) existentes na matriz de cimento. Quanto maior a porosidade das peças, maior sua absorção de água. Esses espaços não preenchidos podem vir a ocasionar perda de durabilidade e de resistência mecânica das peças, assim como aumento da lixiviação de substâncias químicas contidas na mesma. O ensaio realizado baseou-se na NBR 9781:2013 (ABNT,2013) ^[18]. Para o ensaio foram utilizados 3 pavers para cada traço na idade de 28 dias, a Figura 7 mostra os pavers imersos em água e também secos na estufa.

2.2.5 Ensaio de resistência à abrasão

A abrasão está diretamente ligada à resistência do pavimento ao



(A)

(B)

Figura 7 Ensaio de absorção: (A) Pavers imersos; (B) Pavers na estufa

Características do Cimento CP V ARI

| Item de controle | Unidade | Dados do fabricante | NBR 5737/ NBR 5733 |
|-------------------------|---------|------------------------|-----------------------|
| Resistência 24 horas | MPa | 27 | > 14 |
| Resistência 3 dias | MPa | 37 | > 24 |
| Resistência 7 dias | MPa | 42 | > 34 |
| Resistência 28 dias | MPa | 48 | - |
| Blaine | cm²/g | 5330 | > 3000 |
| Início de pega | Min | 160 | ≥ 60 |
| Fim de pega | Min | 265 | ≤ 600 |
| Fanta Caulô 2014 | | | |

Fonte: Cauê, 2016

Tabela 4

Caracterização do agregado miúdo

| Característica | Unidade | Valores |
|--------------------------------|---------|---------|
| Massa específica | g/cm³ | 2,655 |
| Massa unitária no estado solto | g/cm³ | 1,635 |
| Diâmetro máximo característico | mm | 1,2 |
| Módulo de finura | - | 1,68 |

desgaste, sendo tão importante quanto às outras propriedades requeridas aos pavers. A NBR 9781:2013 (ABNT :2013)^[18] prevê e descreve o ensaio de abrasão, porém faz dele uma escolha facultativa. Por não ser um ensaio obrigatório e por não ser muito comum, tanto empresas fabricantes quanto pesquisadores ainda adotam outros métodos para estudar este parâmetro. Dentre as diversas possibilidades o método utilizado para a determinação da abrasão dos pavers, foi o Método CIENTEC, disponibilizado no Rio Grande do Sul. Foram ensaiados 1 paver para o traço tido como teor ótimo de substituição quanto ao parâmetro de resistência à compressão, com idade de 28 dias, uma vez que este é um ensaio dispendioso. A proposta é a realização de uma comparação entre o traço com teor ótimo e o traço referência.

Tabela 5

Caracterização do agregado graúdo

| Característica | Unidade | Valores |
|--------------------------------|-------------------|---------|
| Massa específica | g/cm³ | 2,900 |
| Massa unitária no estado solto | g/cm ³ | 1,516 |
| Diâmetro máximo característico | mm | 6,30 |
| Módulo de finura | - | 4,49 |

3. Resultados e discussões

3.1 Caracterização dos materiais

3.1.1 Aglomerante

O cimento utilizado foi o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V ARI), que confere às peças alta resistência inicial já no início do processo de cura. As características do material foram obtidas junto ao fabricante e constam da Tabela 3 e atendem as normas brasileiras com relação ao limite mínimo de qualidade.

3.1.2 Agregado miúdo

Os resultados dos ensaios de caracterização do agregado miúdo: determinação de massa específica, massa unitária no estado solto, diâmetro máximo característico e módulo de finura constam da Tabela 4 e a Figura 8 mostra a curva de distribuição granulométrica.

3.1.3 Agregado graúdo

Os resultados dos ensaios de caracterização do agregado graúdo: determinação de massa específica, massa unitária no estado solto, diâmetro máximo característico e módulo de finura constam da Tabela 5 e a Figura 9 mostra a curva de distribuição granulométrica.

3.1.4 Cinza do bagaço da cana-de-açúcar - CBC

3.1.4.1 ATIVIDADE POZOLÂNICA

O ensaio de atividade pozolânica foram realizados no IPT - Instituto de



Figura 8

Curva distribuição granulométrica agregado miúdo



Figura 9

Curva distribuição granulométrica agregado graúdo



Figura 10 Curva granulométrica – CBC

Pesquisas Tecnológicas de São Paulo seguindo o Método de Chapelle Modificado conforme as diretrizes da NBR 15895:2010 (ABNT,2010) ^[12] e o procedimento IPT123-CT-OBRAS-LMCC-Q-PE-041 – Revisão 1^[25]. A amostra analisada apresentou um índice de atividade pozolânica de 137 mg Ca(OH)2/g de amostra, o que segundo a norma NBR 15894-1:2010 (ABNT, 2010)^[12] não é indicativo de material pozolânico, uma vez que para se caracterizar desta forma o material necessita apresentar um índice maior ou igual a 750 mg Ca(OH)2/g.

3.1.4.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A Análise Granulométrica foi realizada pela combinação entre

peneiramento e sedimentação seguindo a NBR 7181:1984 (ABNT, 1984)^[13], A Figura 10 traz o resultado do ensaio realizado. Conforme pode ser observado na curva de distribuição granulométrica 79% da cinza ficou retida entre as peneiras 0,06 a ,2 mm, na classificação da NBR 6508:1995 (ABNT, 1995)^[14] elas são semelhantes as areias finas. A amostra apresentou o valor de uniformidade igual a 1,25 o que indica uma curva granulométrica quase vertical, ou seja os diâmetros variam em um intervalo pequeno, indicando uma amostra com distribuição uniforme. A graduação da amostra pode ser classificada com boa graduação com valor do coeficiente de distribuição granulométrica próximo a 1.

Massa específica e teor de umidade da CBC

| Massa e | específica | | | |
|---|-------------------|---------|--------|--|
| like m | | Amostra | | |
| liem | - | 1 | 2 | |
| Capacidade do picnomêtro (ml) | - | 22/500 | 24/200 | |
| Amostra úmida (g) | P1 | 60 | 60 | |
| Amostra seca (g) | - | 59,92 | 59,92 | |
| Picnomêtro + Solo + Água (g) | P2 | 654,34 | 648,04 | |
| Piconomêtro + Água | P3 | 616,56 | 610,22 | |
| Temperatura ensaio (°C) | - | 24,8 | 25,0 | |
| Massa específica da água (g/cm³) | - | 0,9971 | 0,9971 | |
| Massa específica dos grãos (g/cm ³) | Gs | 2,70 | 2,70 | |
| Massa específica dos grãos (médio) (g/cm³) | Gs (médio) | 2,70 | | |
| Determinação de | o teor de umidade | | | |
| Cápsula n° | 20 | 50 | 78 | |
| Amostra úmida + cápsula (g) | 76,69 | 83,64 | 72,87 | |
| Amostra seca + cápsula (g) | 76,61 | 83,54 | 72,81 | |
| Massa cápsula (g) | 18,35 | 18,27 | 14,35 | |
| Umidade (%) | 0,14 | 0,15 | 0,10 | |
| Média | | 0,13 | | |

3.1.4.3 MASSA ESPECÍFICA E TEOR DE UMIDADE

Os resultados do ensaio para determinação de massa especifica, realizado de acordo com a metodologia proposta na ABNT NBR 6508:1984 (ABNT, 1984))^[14]., contam da Tabela 6 . O teor de umidade da amostra consta da Tabela 6.

O valor da massa específica da cinza ficou muito próximo do valor da areia utilizada neste trabalho, cujo valor da massa específica foi de 2,65 g/cm³.

3.1.4.4 ENSAIOS DE LIXIVIAÇÃO E SOLUBILIZAÇÃO

Os valores do ensaio do extrato lixiviado se mantiveram dentro dos parâmetros estabelecidos pelo Anexo F da NBR 10004:2004 (ABNT,2004)^[17], classificado assim a CBC como um resíduo "NÃO PERIGOSO". Alguns dos resultados para solubilização, encontraram-se acima do permitido pela NBR 10004:2004 (ABNT,2004)^[17], em seu Anexo F, por isto, este resíduo é enquadrado na classe dos não-inertes. Dessa forma, de acordo com a NBR 10004:2004 (ABNT,2004)^[17], a amostra de CBC analisada podem ser classificada,



Figura 11 Curva granulométrica – resíduo de pneu

Características granulométricas – resíduo de pneu

| Property | Tire residue |
|----------------------------------|--------------|
| Diâmetro máximo | 2,4mm |
| Módulo de finura | 4,14 |
| Classificação (NBR 7211/2009) | Areia grossa |

pelos parâmetros ora apresentados, como "Resíduo Não perigoso – Classe II A – Não inerte". Os resíduos com tal classificação podem ter propriedades de biodegradabilidade, combustibilidade ou solubilidade em água.

Essa condição da CBC, de ser um material não inerte, pode fazer com que o mesmo lançado diretamente no solo possa a vir causar algum tipo de contaminação a longo prazo, lembrando que o lançamento direto em lavouras é o método usualmente empregado para a CBC. Esta informação justifica mais uma vez o emprego da CBC como agregado na fabricação de concretos e pavers, uma vez que o concreto pode levar ao encapsulamento dos materiais contaminantes, mitigando as possíveis contaminações. Para tanto foram realizados também os ensaios de solubilização e lixiviação nos pavers, buscando confirmar a eficiência da neutralização e estabilização dos contaminantes presentes nos resíduos empregados na fabricação das peças.

3.1.5 Resíduo de pneu inservível

3.1.5.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A Análise Granulométrica foi realizada de acordo com o normatizado pela NBR NM 248:2003 (ABNT, 2003)^[8], A Figura 11 e a Tabela 7 apresentam, respectivamente, a curva granulométrica e as características granulométricas do resíduo de pneu inservível. O resíduo de pneu apresenta características granulométricas de materiais com granulométrica. A composição granulométrica tem influência direta sobre a trabalhabilidade do concreto (NEVILLE, 1995)^[21] e no seu adensamento, o que leva a uma maior resistência, uma vez que quanto mais denso o concreto maior sua resistência (FIORITI, 2007)^[22].

3.1.5.2 MASSA UNITÁRIA

Para a determinação da massa unitária do resíduo de pneu foi executado o ensaio utilizado para agregados com dimensões características inferiores à 37,5 mm, seguindo o procedimento descrito na NBR NM 45:2006 (ABNT, 2006)^[9], sendo o resultado igual a 1,67 g/cm³.

3.1.5.3 MASSA ESPECÍFICA

A Tabela 8 traz os resultados do ensaio para determinação de massa específica, realizado de acordo com a metodologia proposta na NBR 6508:1984 (ABNT, 1984)^[14].



Figura 12

Curva granulométrica da mistura

Tabela 8

Massa específica - resíduo de pneu

| Itom | | Amostra | |
|--|------------|---------|--------|
| liem | - | 1 | 2 |
| Capacidade do picnomêtro (ml) | - | 22/500 | 24/500 |
| Amostra úmida (g) | P1 | 16,43 | 17,31 |
| Amostra seca (g) | - | 16,43 | 17,31 |
| Picnomêtro + Solo + Água (g) | P2 | 589,03 | 582,00 |
| Piconomêtro + Água | P3 | 610,98 | 604,57 |
| Massa específica dos grãos (g/cm³) | Gs | 0,43 | 0,43 |
| Massa específica dos grãos (médio) (g/cm³) | Gs (médio) | 0,43 | |

| Traço | Cimento (kg) | Areia (kg) | Pneu (kg) | CBC (kg) | Pedrisco (kg) | A/C | Aditivo ml |
|-------|-----------------|---------------|--------------|-------------|------------------|------|---------------|
| TO | 18 | 47,7 | 0 | 0 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| TI | 18 | 35,78 | 0 | 11,93 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| T2 | 18 | 45,32 | 0 | 2,39 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| Т3 | 18 | 45,32 | 2,39 | 0 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| T4 | 18 | 46,98 | 0,72 | 0 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| T5 | 18 | 35,06 | 0,72 | 11,93 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| T6 | 18 | 44,60 | 0,72 | 2,39 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| Τ7 | 18 | 33,39 | 2,39 | 11,93 | 24,3 | 0,42 | 40 |
| Т8 | 18 | 42,93 | 2,39 | 2,39 | 24,3 | 0,42 | 40 |

Dosagem dos pavers em massa

O resíduo de pneu apresenta massa específica dos grãos menor que a massa específica do agregado miúdo utilizado na confecção dos pavers o que pode contribuir para um produto mais leve.

3.1.5.4 ENSAIOS DE LIXIVIAÇÃO E SOLUBILIZAÇÃO

Os valores do ensaio do extrato lixiviado se mantiveram dentro dos parâmetros estabelecidos pelo Anexo F da ABNT NBR 10004:2004)^[17], classificado assim o resíduo de pneu como resíduos "NÃO PERIGOSO". Alguns dos resultados para solubilização, encontrarem-se acima do permitido pela NBR 10004:2004) ^[17] em seu Anexo F, por isto, este resíduo é enquadrado na classe dos não-inertes. Dessa forma, de acordo com a NBR 10004)^[17], todas as amostras do Resíduo de Pneus Inservíveis analisadas podem ser classificadas, pelos parâmetros ora apresentados, como "Resíduo Não perigoso – Classe II A – Não inerte". Os resíduos com tal classificação podem ter propriedades de biodegradabilidade, combustibilidade ou solubilidade em água.

Assim como a CBC, o resíduo de pneu também é um material nãoinerte, o que pode acarretar algum tipo de contaminação tanto do solo quanto da água caso seja descartado de forma inadequada no meio ambiente. Para verificar se os contaminantes foram en-



Figura 13 Pavers fabricados com incorporação de resíduos

capsulados pelo concreto foram realizados também os ensaios de solubilização e lixiviação nos pavers, buscando confirmar a eficiência da aplicação.

3.1.5.5 DOSAGEM DOS PAVERS

A dosagem adotada foi a estabelecida por Amadei (2011))^[19] e também utilizada por Altoé (2013)^[6]. O traço tem uma proporção entre agregado e aglomerante 1:4. De posse das curvas granulométricas dos agregados a dosagem foi ajustada de acordo com a metodologia proposta por Fernandes (2012)^[20]. A Figura 12 mostra a Curva Granulométrica da Mistura definida de acordo com a metodologia proposta.

A proporção determinada por Amadei (2011)^[19] se mostrou adequada à fabricação de pavers, de acordo com a curva granulométrica da mistura, estando dentro dos limites da curva ótima determinada por Fernandes (2012)^[20]]. Sendo assim, a proporção definida foi de 55% de agregado miúdo e 45% de agregado graúdo.

Após definida a dosagem foram estabelecidos os teores de substituição, com base nos resultados da pesquisa de Altoé (2013)⁽⁶⁾, partindo-se do princípio da máxima utilização dos resíduos propostos. A Tabela 9 traz as dosagens em massa utilizadas para a fabricação dos pavers. Após definidos os traços as peças foram

Tabela 10

Massa média das peças

| | Traço | Peso médio das peças (g) | Variação em relação ao T0 % |
|----|--------------------|--------------------------------|-----------------------------------|
| TO | - | 3.277,22 | - |
| Т1 | 25% CBC | 3.304,44 | 0,83 |
| T2 | 5% CBC | 3.312,78 | 1,08 |
| Т3 | 5% pneu | 3.086,67 | -5,81 |
| T4 | 2% pneu | 3.240,00 | -1,14 |
| T5 | 25% CBC 2% pneu | 3.250,00 | -0,83 |
| T6 | 5% CBC 2 % pneu | 3.275,56 | -0,05 |
| Τ7 | 25% CBC 5% pneu | 3.235,56 | -1,27 |
| Т8 | 5% CBC 5% pneu | 3.242,22 | -1,07 |

Variação dimensional das peças em relação à tolerância dimensional

| | Comp | rimento | Lar | gura | Espe | essura |
|-------|----------------|------------------|----------------|------------------|----------------|------------------|
| Traço | Medida (mm) | Variação (mm) | Medida (mm) | Variação (mm) | Medida (mm) | Variação (mm) |
| Forma | 195 | - | 95 | - | 80 | - |
| TO | 196 | 1 | 95 | 0 | 79 | -1 |
| T1 | 196 | 1 | 95 | 0 | 81 | 1 |
| T2 | 195 | 0 | 95 | 0 | 80 | 0 |
| Т3 | 196 | 1 | 95 | 0 | 80 | 0 |
| T4 | 196 | 0 | 96 | 1 | 80 | 0 |
| T6 | 195 | 0 | 95 | 0 | 80 | 0 |
| Τ7 | 195 | 0 | 95 | 0 | 80 | 0 |
| T8 | 195 | 0 | 95 | 0 | 80 | 0 |

moldadas na Fábrica de Artefatos de Concreto da Universidade Estadual de Maringá.

3.2 Propriedades dos pavers

3.2.1 Inspeção visual

3.2.1.1 COR E ASPECTO VISUAL

O aspecto visual dos pavers é de extrema importância, uma vez que o material desenvolvido deve apresentar características visuais próximas aos pavers comercializados. Segundo o fabricante Maski (2010)^[23], o paver deve apresentar arestas bem definidas, bom acabamento de superfície e não possuir rebarbas. Além disto, a cor também é um fator estético importante no momento da definição de qual material será aplicado em uma calçada. Por esse motivo foi realizada uma inspeção com a finalidade de verificar a conformidade das peças e se ocorreu alguma variação de cor nas peças fabricadas com resíduos.

A Figura 13 mostram alguns dos pavers fabricados com os resíduos propostos. Não houve uma variação considerável da cor das peças, uma vez que o resíduo aplicado, apesar de apresentar uma coloração mais escura do que o agregado natural, a quantidade substituída não foi o suficiente para influenciar neste quesito.

3.2.1.2 MASSA DAS PEÇAS

Tabela 12

Resistência à compressão média e característica estimada

| Traço | | 28 dias | | |
|-------|--------------------|----------------------|---------------------------|--|
| | | f _p (MPa) | f _{pk,est} (MPa) | |
| TO | - | 35,32 | 33,83 | |
| Tl | 25% CBC | 40,72 | 39,19 | |
| T2 | 5% CBC | 35,08 | 33,11 | |
| Т3 | 5% pneu | 25,35 | 23,07 | |
| T4 | 2% pneu | 30,77 | 29,00 | |
| T5 | 25% CBC 2% pneu | 35,16 | 32,22 | |
| T6 | 5% CBC 2 % pneu | 31,72 | 29,55 | |
| Τ7 | 25% CBC 5% pneu | 28,30 | 26,17 | |
| T8 | 5% CBC 5% pneu | 21,79 | 20,35 | |

As peças foram pesadas e os valores médios encontrados para cada traço encontram-se na Tabela 10.

Os resultados encontrados demonstram que a substituição da CBC resulta em um pequeno aumento da massa das peças. Isto pode ser explicado pela diferença de massa entre os dois resíduos e o agregado natural. Já as peças fabricadas com resíduos de pneus tiveram sua massa reduzida conforme o esperado, mesmo nas peças fabricadas com traços que continham também CBC.

3.2.1.3 DIMENSÕES

A NBR 9781:2013 (ABNT, 2013)^[18] define que a tolerância dimensional dos pavers deve ser de 3mm para largura, comprimento e espessura. Esta exigência se dá, pois a variação dimensional interfere diretamente no alinhamento e no assentamento das peças. Para a análise deste parâmetro foram realizadas medições em 18 pavers confeccionados por traço, para então ser calculada a média das dimensões. Os resultados constam da Tabela 11, sendo que as dimensões dos pavers fabricados devem ser de (195x95x8) mm., ambos os traços apresentaram dimensões médias dentro das tolerâncias dimensionais.

3.2.1.4 Resistência à compressão

Conforme previsto na NBR 9781:2013 (ABNT,2013)^[18] e seguindo a metodologia descrita no Anexo A, da referida norma, os pavers fabricados com diferentes teores de substituição foram ensaiados à compressão, a fim de determinar a resistência estimada à compressão de cada traço. Os resultados dos ensaios constam na Tabela 12.



Figura 14 Resistência à compressão



Figura 15





Figura 16 Resistência à compressão pneu 5%

Para facilitar a análise de dados os resultados foram transferidos para um gráfico, apresentado na Figura 14. O traço que obteve melhor resultado atendendo aos parâmetros de resistência exigidos pela NBR 9781:2013 (ABNT, 2013)^[18], foi o T1, fabricado com 25% de substituição de areia por CBC, com valor de 39,19 MPa, alcançando um acréscimo de 15,89% em relação ao traço referência. O traço T2 também confeccionado com CBC em substituição à areia apresentou resultado similar ao traço referência. Esses resultados demonstram a viabilidade da utilização deste resíduo na confecção de pavers, sem que estes tenham comprometimento da resistência à compressão.

Como já foi apontado em diversas pesquisas ocorre uma diminuição da resistência à compressão quando da substituição da areia por resíduo de pneu, para esta pesquisa foram estudados traços com 2% e 5% de substituição, e ambos apresentaram redução em relação ao traço T0, com valores de 23,07 MPa e 29 MPa, para T3 e T4 respectivamente. A substituição de 2% (T4) a perda de resistência não foi tão expressiva quanto na de 5% (T3), ficando na ordem de 14%, as resistências à compressão obtidas são inferiores ao determinado pela NBR 9781:1987 (ABNT, 1987)^[19], porém atingiram valores, que segundo diversos pesquisadores, podem ser indicados para a aplicação em locais sujeitos a solicitações leves, uma vez que , segunda pesquisas, uma resistência de 15 MPa já seria o ideal para este tipo de solicitação (FIORITI, 2007)^[22].

Os traços confeccionados com os dois resíduos em conjunto mos-

tram que a mistura de CBC com pneu oferece uma melhora nas propriedades mecânicas do paver confeccionado somente com resíduo de pneu. Buscando uma forma de visualizar melhor estes resultados foram confeccionados os gráficos apresentados nas Figuras 15 e 16, onde constam os resultados de 2% e 5% de substituição de areia por Pneu em conjunto com teores de CBC de 5% e 25%.

De acordo com a Figura 15 os pavers onde a areia foi substituída por CBC e Pneu alcançaram resultados de resistência à compressão melhores do que onde foi utilizado somente pneu, com um aumento de 11,10% no T5. Outro fator a ser observado foi que este traço apresentou uma redução de menos de 5% em relação a T0. Neste traço o teor total de substituição é de 27% da areia por resíduo, um alto índice se comparado a outros resíduos quando aplicados com a mesma finalidade. No caso dos pavers fabricados com teores de 5% de resíduo de pneu, esse comportamento se repete para o teor de CBC de 25%. Já com 5% de CBC os resultados não apresentaram melhora, conforme pode ser visto no Figura 16.

Um comportamento que pode ser observado no diz respeito a resistência à compressão é que esta aparentemente não sobre influência quando o teor de substituição é de 5% de substituição, como pode ser visto nos traços T2, T6 e T8, já que estes apresentaram resistência próxima aos sem CBC. Uma maneira de estudar melhor este comportamento pode ser a realização de novos traços com teores intermediários entre 5% e 25%.

Tabela 13

Índice de absorção de água

| | Traço | Absorção de água (%) |
|----|-----------------|----------------------------|
| TO | - | 5,54 |
| T1 | 25% CBC | 3,60 |
| T2 | 5% CBC | 4,71 |
| Т3 | 5% pneu | 5,95 |
| T4 | 2% pneu | 5,19 |
| T5 | 25% CBC 2% pneu | 5,23 |
| T6 | 5% CBC 2% pneu | 5,59 |
| Τ7 | 25% CBC 5% pneu | 5,00 |
| Т8 | 5% CBC 5% pneu | 4,86 |



Figura 17 Gráfico absorção

De acordo com Fioritti (2007)^[17] a resistência à compressão de 15 MPa é satisfatória, pois as solicitações de passeios públicos são inferiores a este valor. O autor ainda propõe que os valores exigidos nas normas brasileiras deveriam ser reduzidos considerando a aplicação do material. Neste contexto, todos os traços apresentaram uma resistência próxima ao sugerido pelo autor, podendo ser aplicado em locais com solicitações menores que as vias públicas contempladas na NBR 9781:2013 (ABNT, 2013)^[18], como por exemplo, em passeios, praças e ciclovias.

Após a análise dos resultados o traço considerado como teor ótimo de substituição é o traço T5, sendo que nele foram substuidos 27% de areia por resíduos (25% por CBC e 2% por Pneu). Este traço alcançou uma resistência de 32,22 MPa, somente 5% inferior ao traço referência (T0), mostrando-se viável a substituição do agregado pelos resíduos propostos.

3.2.1.5 ABSORÇÃO DE ÁGUA

A absorção de água dos pavers foi determinada pela metodologia estabelecida na NBR 9781:2013 (ABNT, 2013)^[18] e seguindo a metodologia descrita no Anexo B, para a idade de 28 dias. Os resultados obtidos nos ensaios constam da Tabela 13.

Os resultados dos ensaios estão representados graficamente na Figura 17. Em todos os traços confeccionados este índice ficou abaixo do máximo permitido pela NBR 9781:2013 (ABNT, 2013) ^[18] que é de 6%.

A absorção de água para os traços confeccionados com CBC foi menor que o obtido no traço referência. Além do mais, o índice de absorção diminui com o aumento do teor de substituição do agregado miúdo por CBC. Este fato pode ser explicado pela baixa porosidade que os pavers fabricados com este resíduo apresentaram. Como a CBC é extremente fina preenche os vazios entre os outros agregados, diminuindo a porosidade e, consequentemente, a absorção de água.

O mesmo não ocorre com os pavers fabricados com resíduos de pneus, o que indica que estas peças possuem uma maior porosidade, apesar de estar dentro dos parâmetros exigidos pela norma. Porém, quando se adiciona CBC à mistura estes índices são reduzidos, o que mostra que a CBC contribui para melhorar também esta característica dos pavers.

3.2.1.6 Abrasão

O ensaio de resistência à abrasão foi realizado somente para o traço referência e o traço que apresentou melhor resultado no quesito de propriedade mecânico, o traço T5, sendo utilizado um exemplar para cada traço. De cada exemplar foram retiradas duas amostras, os pavers fabricados com o Traço T0 apresentou um desgaste de 6,29mm e os fabricados com o traço T5 6,37mm.

Os resultados obtidos são relativamente altos quando comparados com resultados de outros ensaios, isto se deve ao fato de que o Método Cientec é tido como o teste mais abrasivo, por utilizar o carbeto de silício, que desgasta todo material mineral que compõe o concreto.

Hood (2006)^[24] sugere que seja utilizado como parâmetro o valor obtido no traço referência para Método Cientec, porém, o autor, sugere que o desgaste seja limitado a 15mm, valor médio atingido por diversos autores. No caso da NBR 9781:2013 (ABNT, 2013)^[18] o desgaste máximo admitido é de 23mm para pavers sujeitos ao tráfego de pedestres, de veículos leves e veículos comerciais de linha. O resultado obtido para o traço referência é compatível com os resultados encontrados por outros pesquisadores que utilizaram o Método Cientec para análise de resistência à abrasão. Amadei (2011)^[19] analisou esta característica em sua pesquisa e obteve um desgaste de 6,40 mm em seu traço referência e Hood (2006) atingiu 6,17 mm.

Quanto ao paver fabricado com CBC e Pneu os resultados apresentados não demonstram que a substituição tenha influenciado esta característica, mostrando mais uma vez a viabilidade da substituição.

4. Conclusões

A viabilidade da utilização dos resíduos foi analisada de acordo com ensaios de resistência à compressão, absorção de água e resistência à abrasão, avaliando assim as características mecânicas e de durabilidade das peças.

Como a proposta é a utilização conjunta dos resíduos a análise dos resultados foi focada nas peças confeccionadas com CBC e resíduos de pneus, porém, não pode-se deixar de comentar os resultados obtidos com a utilização isolada dos mesmos. No caso da CBC houve uma melhora significativa das propriedades analisadas, o que já era esperado com base em pesquisas anteriores. Já os resíduos de pneus apresentaram resultados negativos para a fabricação de pavers, mesmo sendo utilizado em pequenas quantidades pode ser observada a redução da resistência mecânica e o aumento da absorção de água. Contudo, quando utilizados em conjunto ocorre uma espécie de efeito compensatório, que viabiliza a utilização dos mesmos.

Com base nos resultados dos ensaios realizados o Traço T05 foi escolhido como o teor ótimo, ou seja, o que apresentou menor influência da substituição do agregado por resíduos nas características analisadas, mesmo utilizando teores máximos de substituição possíveis, 25% de CBC e 2% de pneu, totalizando 27%. O Traço T05 se mostrou o mais próximo do traço referência em termos de resistência, absorção de água e resistência à abrasão.

A melhora das características dos pavers fabricados com resíduo de pneu e CBC pode ser explicada, pelo efeito filler da CBC nos concretos, envolvendo melhor as partículas e reduzindo os vazios entre a pasta e os agregados. Além disto, apesar de não possuir uma reatividade significativa que a classifique como pozolana, a CBC mesmo quando queimada em altas temperaturas contribui de forma determinante para o aumento da resistência mecânica. Cabe ressaltar que, tanto os resultados expostos como as conclusões tiradas a partir destes, têm como referência os materiais, equipamentos, técnicas e condições disponíveis locais.

Do ponto de ambiental a utilização destes resíduos contribui para a redução da extração de recursos naturais e também promove uma destinação adequada dos mesmos.

5. Agradecimentos

A Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

A Universidade Estadual de Maringá, à Prefeitura do Campus, aos

colaboradores da Fábrica de Artefatos de Cimento e do Laboratório de Materiais de Construção.

À Sika Brasil S.A; Usina Santa Terezinha, Borrachas SS.

6. Referências bibliográficas

- [1] ROSA, P. A. O. Produção Mais Limpa. Tecnologias Limpas. In: FÓRUM INTERNACIONAL DE RESÍDUOS SÓLI-DOS, 1., 2007, Porto Alegre. Online... Porto Alegre, 2007. Disponível em: http://www.institutoventuri.com.br/img_f orum/palestras/Palestras%20-%2019%20de%20maio%20 20Manh_/Paulo%20Rosa.pdf. Acesso em: 13 Jun. 2016.
- [2] JOHN, V. M. Reciclagem de resíduos na construção civil: Contribuição para metodologia de pesquisa e desenvolvimento. 2000. 113 f. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2000.
- BRASIL. Lei Federal nº 12.305, de 02 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 03 de Ago. 2010. Disponível em:
 http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/12305.htm. Acesso em: 27 Jun. 2016.
- [4] ASSOCIAÇÃO NACIONAL DA INDÚSTRIA PNEUMÁTICA -ANIP. O livro Branco da Industria de Pneus. 2016. Disponível em: http://www.anip.com.br/index.php?cont=conteudo. Acesso em: 23 maio. 2016.
- [5] CONAB COMPANHIA NACIONAL DE ABASTEC-IMENTO. Acompanhamento da safra brasileira de Cana-de-Açúcar 2016/2017 – Segundo Levantamento. 2016. http://www.conab.gov.br/OlalaCMS/uploads/arquivos/16_04_18_14_27_15_boletim_cana_portugues_-_10_ lev_-_16.pdf. Acesso em: 16 Jul. 2016.
- [6] ALTOÉ, S. P. S. Estudo da potencialidade da utilização de cinza de bagaço de cana-de-açúcar e resíduos de pneus inservíveis na confecção blocos de concreto para pavimentação. 179f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – UEM. Maringá. 2013.
- [7] ABCP- Associação Brasileira de Cimento Portland, 2002.
 Guia básico de utilização do cimento Portland BT-106; 7 ed. São Paulo: ABCP, 28 p.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248. Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 45. Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios, 2006.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53. Agregado graúdo – determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52. Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15895: Materiais pozolânicos – Determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado – Método Chapelle modificado. Rio de Janeiro, 2010.

- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Massa específica dos Sólidos. Rio de Janeiro, 1984.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10005: Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 2004.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10006: Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos Rio de Janeiro, 2004.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10004 Resíduos Sólidos - Classificação. Rio de Janeiro, 2004.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9781. Peças de concreto para pavimentação- Especificação e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.
- [19] AMADEI, I. B. A. Avaliação de blocos de concreto para pavimentação produzidos com resíduos de construção e demolição do Município de Juranda/PR. 153 f. 2011. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, Maringá, 2011.
- [20] FERNANDES, I. D. Blocos & Pavers: Produção e Controle de Qualidade. 3. ed. Jaraguá do Sul: Treino Assessoria e Treinamentos Empresariais Ltda., 2012a. 182 p. ISBN 978.85.62290-01-5.
- [21] NEVILLE. A. M. Properties of concrete. 4 edition, London,Longman, 1995, 844p.
- [22] FIORITI, C. F. Pavimentos intertravados de concreto utilizando resíduos de pneu como material alternativo. 202 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- [23] MASKI PRÉ-FABRICADOS. Assentamento do pavimento intertravado Práticas recomendadas. 2011. Disponível em: http://www.maski.com.br/prefabricados/assentamento-dopavimento-intertravado. Acessado em: 12 Jan. 2012.
- [24] HOOD, R. S. S. Análise da viabilidade técnica da utilização de resíduos de construção e demolição como agregado miúdo reciclado na confecção de blocos de concreto para pavimentação. 2006. 150 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.
- [25] INSTITUTO DE PESQUISA E TECNOLOGIA DE SÃO PAU-LO – Procedimento IPT123-CT-OBRAS-LMCC-Q-PE041 – Revisão 01.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Thermal simulation of prisms with concrete blocks in a fire situation

Simulação térmica de prismas com blocos de concreto em situação de incêndio



F. S. RODOVALHO * francielle_rodovalho@hotmail.com https://orcid.org/0000-0003-1079-7060

M. R. S. CORRÊA * marcio.correa@usp.br https://orcid.org/0000-0003-3224-5945

Abstract

The research developed has the purpose of analyzing the potential utilization of sugarcane bagasse ash and tire residue in the construction of pavers in replacement of the small aggregate, the natural sand. In order to achieve this objective, the methodology adopted includes steps such as: characterization of the residues to be used, preparation of pavers with different contents of partial replacement of small aggregates, determination of the main pavers characteristics (compressive strength, water absorption, abrasion resistance). The results proved the viability of the substitution, and the optimum content for the manufacturing of the parts is 27%, being 25% of BCC and 2% of tires. The contribution of the research is focused on reducing the consumption of natural resources and the correct disposal of the residues studied.

Keywords: blocos de concreto, alvenaria estrutural, elevadas temperaturas, isolamento térmico, análise numérica.

Resumo

The purpose of the current study is to verify the thermal insulation capacity of concrete block masonry in a fire situation through the thermal simulation of prisms. Initially, a prism with mortar coating on the face exposed to fire was numerically simulated and compared to experimental results provided by a company in order to validate the block thermal properties. To represent air in the block cavities, fluid-structure interaction was used in ABAQUS software. The uncoated and mortar-coated prisms on both sides were analyzed in a fire situation. The thermal insulation of the uncoated prism was maintained for more than 60 minutes and with the application of coating on both faces there was an increase of 59% of this time. The thermal fields were generated, thus leading to future thermomechanical analysis.

Palavras-chave: concrete blocks, structural masonry, high temperatures, thermal insulation, numerical analysis.

Received: 06 Jun 2018 • Accepted: 21 Aug 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

^a Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil.

1. Introduction

Structural masonry is a very old constructive system that has been used on a large scale in Brazil. According to the ABCP [1], the time saved on work execution, a reduction in the volume of waste generated, technological advances and competitive pricing have made concrete block structural masonry one of the most used construction systems in the country. However, little is known about its behaviour under the effect of high temperatures.

A fire that broke out at dawn on 1st May, 2018 in a building in São Paulo, followed by its collapse, reinforces the need for studies on the behaviour of construction systems submitted to this exceptional action.

Brazil does not yet have standardised methods for designing structural masonry in fire situations. According to Leite et. al [2], there are variations in the mineralogical compositions of rocks that are used as aggregates and, therefore, each country has thickness, geometry and resistance specifications to be followed by the block industries. These factors restrict use and require a great deal of effort to adapt to international standards.

Fire resistance of a structure is related to the time when it is able to withstand the actions for which it was designed when exposed to a fire. The three main fire resistance criterion defined by Eurocode 6 Part 1-2:2005 [3] are:

- Thermal insulation (I), which is considered to be met when at any point on the surface not exposed to fire, the temperature variation does not exceed 180 °C and the average temperature variation on the same surface does not exceed 140 °C;
- Mechanical resistance (R), which is satisfied when the loadbearing function is maintained in the exposure to fire for a certain period of time;
- Integrity (E), when cracks or openings do not occur through which flames and gases can pass through the element.

Nahhas et al. [4] evaluated the fire resistance of a wall with dimensions of 2.80 x 2.82 (m) and 19.7 cm thick comprising cellular concrete blocks experimentally and through thermal modelling. At the upper end of the wall a vertical load of 357 kN (13 ton./m) was applied distributed by a beam, and a wall face was exposed to fire, with a temperature rise according to the ISO 834-1:1999 curve [5]. The authors assessed the temperature rise, as well as vertical and lateral displacement at different points. The test lasted about six hours, however, Nahhas et al. [4] did not specify the resistance criteria used or if wall failure occurred. In the heat transfer theoretical model, the conduction, convection, and radiation were considered. The authors concluded that this model generated reasonable results, compared to experimentally measured temperature rises. Ayala [6] experimentally evaluated the behaviour of wallettes with dimensions of 67.0 x 68.5 (cm) and 10 cm thick, consisting of three rows of blocks and half-blocks of lightweight concrete at high temperatures. The samples were heated to temperatures of 200, 400, 600, 700 and 800 °C, with a temperature rise rate of 10 °C/min, and were then subjected to compression in increments of force until rupture was achieved. The authors concluded that temperatures of 400, 600, 700 and 800 °C caused a reduction of 9, 19, 60 and 83%, respectively, in the compressive strength of the wallettes.

Some research was carried out in Brazil on masonry consisting

of ceramic blocks in a fire situation. Rosemann [7] experimentally and numerically analysed the behaviour of unloaded walls in a fire situation, subject to the temperature rise proposed by the ISO 834-1:1999 curve [5], regarding the thermal insulation criterion. Four situations were observed, varied with and without applying mortar coating and with and without filling the main cavities of the ceramic blocks with sand. The author concluded that the coating and filler increased the thermal insulation capacity of the masonry by 280%, which was initially 106 minutes.

Rigão [8] experimentally evaluated the behaviour of structural masonry wallettes with dimensions of 89 x 100 (cm) and 14 cm thick, comprising ceramic blocks, loaded and in a fire situation. Residual strengths of mortar and prisms were initially observed. The author found that after being submitted to a temperature of 900 °C, the mortar did not present any resistance and the prisms had approximately 50% of their initial resistances. In the wallettes, load increases occurred due to the vertical restraint and dilation of the materials. They remained sealed after the fire, however, as the temperature rise did not follow the standard curve, it was not possible to compare the results with fire safety standards

Various tests have already been carried out concerning concrete block masonry. In the *Bloco Brasil* manual [9], the final results of two concrete block masonry fire resistance tests with the same nominal dimensions are presented. One is non-loaded with class C blocks and the other is loaded with class B blocks. The thermal insulation criterion failed at similar times for the two walls. According to ABNT NBR 6136:2016 [10], the average thickness of the class C block walls is slightly lower than those belonging to classes A and B. According to *Bloco Brasil* [9], this difference in the wall thickness of the blocks did not significantly influence the thermal insulation criterion.

By using prisms, thermal fields developed in walls can be simulated, as the thermal flow occurs transversally to the elements. In addition, by carrying out thermo-mechanical simulations, the loss of material resistance can be represented due to thermal deterioration. The advantage of using prisms is their representativeness, because they consist of blocks and mortar joints, as well as small dimensions which favour the numerical simulation which, especially in the case of thermal analysis, requires considerable discretization of the model using high computational effort.

Thus, this paper aims to analyse the thermal insulation capacity of concrete block masonry using thermal simulations of prisms in ABAQUS/CAE software (version 6.14). The thermal fields developed in the prisms were simulated so as to later verify their mechanical resistance by means of thermomechanical simulations, in another study.

The thermal properties of the blocks and mortar were validated by comparing the average temperature increase on the face exposed to the environment obtained numerically, considering the result of a masonry experiment with mortar coating on the face exposed to the fire. The uncoated and mortar coated prism cases on both sides were also verified.

2. Thermal simulation characteristics

The fire resistance wall test provided by the company, available in





Oliveira and Berto [11], was constructed with cast concrete blocks, characterized by resistance class C and nominal dimensions of 14 x 19 x 39 cm. The blocks were manufactured using granite stone, granite dust and CP V-ARI cement. Mortar coating was applied on only one face, which was 1.5 cm thick, and horizontal and vertical joints, which were 1 cm thick. The mortar used was industrialized, from *Votomassa*. The wall was in a closed environment for 30 days, protected from wind and rain.

Afterwards, with the intention of validating the thermal properties used in the block, the two- block prism with total mortar was modelled under the same conditions used in the experiment. The dimensions of the block walls were estimated so that the mean upper and lower area was the closest to the net area value of 297.95



Figure 2

Schematic of the thermal modelling on one face of the coated prism

cm² measured by Oliveira [12]. In each concrete block, 6080 solid elements were used in the 320 mortar joint and in the 3042 coating, all belonging to the DC3D8 "heat transfer" family and sides with dimensions of approximately 1 cm. The mesh used in the simulation is shown in Figure 1.

During the test, the ambient temperature was 17 $^{\circ}$ C. This temperature was applied to the prism following an initial step. Heat transfer mechanisms were considered between the flames and the prism, and from the prism to the environment, convection and radiation. On the face exposed to the fire, the kiln temperature rise was applied, presented in the experiment report, which was very close to the ISO 834-1:1999 curve [5].

The convection coefficients used in the modelling were those indicated in Eurocode 1 Part 1-2:2002 [13] for the face exposed to the environment and for face exposed to the standard fire curve. The emissivity used on both sides was the one indicated for concrete in Eurocode 2 Part 1-2:2004 [14]. We decided to use the same emissivity value for exposed and non-exposed faces, as Rosemann [7] and Nguyen et. al [15] did in their simulations. To represent air in the block cavities, the fluid-structure interaction was used, in which heat transfer occurs through conduction and convection. Figure 2 shows the thermal simulation schemematic.

The moisture content of the material influences the specific heat values. According to Oliveira and Berto [11], the moisture content of the wall was verified by means of a representative prism obtaining the result of 2% by mass. Thus, an interpolation was performed with the specific heat values of Figure 3 obtaining 1664 J/(kg.K) for the 2% humidity peak. For the specific mass of the concrete block, the value of 2187 kg/m³ calculated with data contained in Oliveira [12] was used.

According to Andrade [16], granite aggregate in concrete has a thermal conductivity of 3.10 W /(m.K) for the average temperature of 40 °C. According to Chichierchio [17], the thermal conductivity of a Class A block at ambient temperature with the same nominal dimensions and specific mass of 2150 kg m³ is 1.69 W/(m ° C). Eurocode 2 Part 1-2:2004 [14] presents the upper and lower limits of variation of the thermal conductivity according to the tempera-



Figure 3

Specific heat variation of the concrete according to the moisture content Source: Eurocode 2 Part 1-2:2004 [14]



Figure 4

Thermal conductivity variation of the concrete according to the temperature rise **Source:** adapted from Eurocode 2 Part 1-2:2004 [14]

ture increase for the concrete. The average of these values was calculated, obtaining the initial conductivity of 1.68 W/(m.K), which was very close to the value proposed in Chichierchio [17]. Thus, we decided to use the thermal conductivity mean curve presented in Figure 4 in the thermal simulation.

The specific mass of the mortar was calculated from the mass proportion available in Oliveira [12], obtaining a value of 2180 kg/m³. The thermal properties of the mortar required for the modelling, such as specific heat and thermal conductivity, were adopted as available in Rodovalho, Simões and Corrêa [18].

In the air mass, internal to the cavities, an initial temperature of 17 °C was also applied and a total of 9360 solid elements of the FC3D8 "fluid" family, with dimensions of approximately 1 cm were used. Figure 5 shows the mesh used in the air mass.

In Donoso [19], the thermal conductivity of air is presented varying between approximately 0.014 and 0.024 W/(m.K), depending on the temperature. Concerning the fluid-structure interaction, the radiation in the cavities was not represented. To compensate for this fact, at-



Figure 5 Mesh used in air mass

Table 1

Thermal properties of air used in the simulation

| Temperature T (°C) | Thermal conductivity W/(m.K) | Specific heat J/(kg.K) |
|-----------------------|------------------------------------|---------------------------|
| 17 | 0.100 | 1012 |
| 60 | 0.130 | 1017 |
| 80 | 0.160 | 1019 |
| 100 | 0.200 | 1022 |
| 200 | 0.250 | 1035 |
| 300 | 0.275 | 1047 |
| 400 | 0.290 | 1059 |
| 500 | 0.300 | 1076 |
| 1000 | 0.300 | 1139 |
| 1500 | 0.300 | 1139 |

Source: adapted from Abbott and Van Ness [20]

tempts were made to raise the thermal conductivity values of the air mass in order to obtain a suitable adjustment between the numerical and experimental temperature rises. The specific heat variation of air used in the modelling was indicated by Abbott and Van Ness [20], adopting values of 1.22 kg/m³ of density and viscosity of 1.82 x 10^{-5} kg/(m.s). Table 1 shows the thermal conductivity values, already adjusted, and specific heat used for air in the present simulation.

2.1 Uncoated mortar prism

After considering the material properties used in the coated prism, which will be shown in item 3.1, the thermal behaviour of the uncoated prism with properties equal to the former was simulated by applying the temperature rise ISO 834-1: 1999 curve [5] for the fire and ambient temperature of 20 °C. This process was carried out during five hours of fire.

In order to reduce the processing time, the symmetry plane common to the compression and fire analyses was used because for the thermo-mechanical simulation, the thermal fields obtained from the fire simulation need to be inserted. The properties and mesh used were maintained from the previous simulation except for the coating, and by using symmetry the number of elements was halved. The symmetry plane is shown in Figure 6.

2.2 Mortar-coated prism on both faces

In structural masonry, it is common to have a coating on both sides



Figure 6 Symmetry plane



Figure 7

Schematic of the mortar-coated prism on both faces

of the wall. Thus, we chose to include this simulation. The coating was made 1.5 cm thick and the thermal properties of the block, mortar and air mass were maintained the same as the previous simulations. Symmetry was also considered for this case.

As was previously done, the ambient temperature of 20 °C and temperature rise according to the ISO 834-1: 1999 [5] fire curve were considered. The thermal modelling schematic of the mortar-coated prism on both faces is shown in Figure 7.

3. Results and discussion

3.1 Validation of the coated prism thermal simulation on the face exposed to fire

The thermal modelling validation was done comparing the average temperature rise on the face not exposed to the experimental fire considering the results of the average numerical temperature rise of the same face. In the fire resistance test, no temperature readings were taken in the inner wall region. Thermocouples were placed at 11 different points of the non-exposed face and the mean temperature rise was calculated considering 5 points.

During the test, the coating did not come loose. The mean temperature rise threshold of the thermal insulation criterion was reached in 104 minutes, and then had a 90-minute fire rating (CF90), as the test specimen remained sealed and stable for 120 minutes and the fire rating is defined in intervals of 30 minutes, for values between 60 and 120 minutes, according to ABNT NBR 10636:1989 [21].

The numerical mean temperature rise of the non-exposed face was calculated with measured values in the block and the mortar, projected in the centre and in the prism cavity. The mean and experimental temperature rises are shown in Figure 8.

It can be observed that initially, in the experimental temperature rise on the face not exposed to fire, there is a plateau that was not noticed in the numerical result, even with the specific heat peak for the temperature of 100 °C according to the moisture content of 2 %, which should represent the latent heat of vaporization, and adjustments in the thermal conductivity of air. However, after approximately 35 minutes of fire, the results began to converge. The mean temperature variation of the thermal insulation criterion was reached by means of the numerical simulation in 106 minutes, differing in only 2% of the experimental result.

Temperature measurements were made at various points of the prism in the thermal simulation, and they were positioned in the block and the mortar joint, in the projection of the cavity and centre and at different thicknesses. The points were named after the approximate dimensions of the side of the block in centimetres, where D0 is the face closest to the fire and D14 is the face exposed to the environment. The temperature variation of these different



Figure 8

Numerical and experimental temperature rises

points is presented in Figure 9. The average temperature variation for the verification of the thermal insulation criterion was calculated through the last four points.

The thermal fields developed on the coated prism on one face and in the air mass are shown in Figure 10, at 30-minute intervals.



Figure 9 Temperature variation at various points of the coated prism on one face



Figure 10

Thermal fields developed in the coated prism on one face and in air mass

3.2 Uncoated mortar prism

In the present case, the mean temperature variation of the thermal insulation criterion was reached numerically at 86 minutes for the uncoated prism. According to Technical Instruction n° 08:2011 [22], an uncoated wall constructed with blocks with the same nominal dimensions has 90 minute thermal insulation, differing in only 4% of the result obtained from the thermal simulation. However, the thermal insulation capacity of 86 minutes is equivalent to the CF60 fire rating, disregarding the other criteria. According to Chichierchio [17], a wall with a supporting function, in the same conditions of the prism and constituted by blocks from the company *Tecprem*, has the same fire rating. Figure 11 shows the temperature rise in various points of the uncoated prism, named in the same way as the coated prism on only one face.

Figure 12 shows the thermal fields developed in the uncoated prism and the air mass.

3.3 Mortar-coated prism on both faces

By using mortar coating on both sides, the mean temperature rise of the thermal insulation criterion was reached in 137 minutes on the face exposed to the environment. This time is equivalent to the CF120 fire rating, disregarding the other criteria. The temperature rise in various points of the prism, named according to that done previously, are shown in Figure 13.

The thermal fields developed in the coated prism on both faces and air mass are shown in Figure 14.



Figure 11

Temperature variation at various points of the uncoated prism



Figure 12

Thermal fields developed in the uncoated prism in air mass

4. Conclusion

By using thermal simulations, we were able to adequately repre-

sent the temperature evolution of the faces not exposed to fire, even without specific experimental data of the thermal property variations of Brazilian concrete blocks, using the properties





Temperature variation at various points of the coated prism on both faces



Figure 14

Thermal fields developed in the coated prism on both faces and in air mass

indicated for the concrete available in Eurocode 2 Part 1-2:2004 [14].

The modeling was validated using an experiment provided by a company, with a wall made up of class C blocks available in Oliveira and Berto [11] and with a fire rating result of presented in Chichierchio [17] for the masonry comprising class A. It is expected that the thermal fields developed in blocks from both classes and with the same nominal dimensions are similar considering that the same properties and dimensions were used for both simulations. The theoretical thermal insulation of the uncoated prism was maintained for more than 60 minutes. Thus, the concrete block with the characteristics specified in the present study resisted reasonably well to this criterion.

It was observed that there was a significant beneficial effect of the thermal insulation when the mortar coating was 1.5 cm thick. Applying the coating only on the face exposed to the fire, as in the case of the experiment, a numerical increase of approximately 23% in the thermal insulation time was obtained in relation to the uncoated prism. In the case of coating on both sides, the predicted theoretical increase was 59%.

The highest required fire resistance time required by ABNT NBR 14432:2001 [23] is 120 minutes. As long as the mortar coating does not come loose on the face exposed to fire, as it did not occur in the case proposed by Oliveira and Berto [11], the coated prism on both sides would theoretically meet the thermal insulation criterion. However, according to Technical Instruction n^o 08:2011 [22], the highest required fire resistance time is 180 minutes for buildings that are more than 120 m high depending on their type of occupation. According to this reference, a wall consisting of concrete blocks with the same nominal dimensions and mortar coating on both sides, which are 1.5 cm thick, has thermal insulation of two hours, confirming the adequate adjustment of the simulation.

5. Acknowledgements

We would like to thank the National Council for Scientific and Technological Development (CNPq) for the scholarship and the company *Glasser* for making the results available of the masonry fire resistance test.

6. References

- ABCP ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORT-LAND. Brasil é referência mundial em alvenaria estrutural. 2018. Available at: < http://www.abcp.org.br/cms/imprensa/ banco-de-pautas/brasil-e-referencia-mundial-em-alvenariaestrutural/> Accessed on: 31 May, 18.
- [2] LEITE, H.A.L.; MORENO JÚNIOR, A.L; TORRES, D. L. Dimensionamento da alvenaria estrutural em situação de incêndio: Contribuição à futura normatização nacional. Ambiente Construído, Vol. 16, No. 2, pp. 89-107, Porto Alegre, 2016.
- [3] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 6: EN 1996-1.2: design of masonry structures: Part 1-2: general rules: structural fire design. Brussels, 2005.
- [4] NAHHAS, F. AL; AMI SAADA, R.; BONNET, G.; DELMO-TTE, P. Resistance to fire of walls constituted by hollow blocks: Experiments and thermal modeling. Science Direct. Applied Thermal Engineering 27, p.258–267, 2007.

- [5] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZA-TION. ISO 834: Fire resistance tests - elements of building construction: Part 1. General requirements. Gèneve, 1999.
- [6] AYALA, F. R. R. Mechanical properties and structural behaviour of masonry at elevated temperatures. Thesis – The University of Manchester. School of Mechanical, Aerospace and Civil Engineering. 294 p. 2010.
- [7] ROSEMANN, F. Resistência ao fogo de paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos pelo critério de isolamento térmico. 2011. 160 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.
- [8] RIGÃO, A. O. Comportamento de Pequenas Paredes de Alvenaria Estrutural Frente a Altas Temperaturas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Santa Maria, São Maria, 2012, 142 p.
- [9] BLOCO BRASIL ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚS-TRIA DE BLOCOS DE CONCRETO. Manual de Desempenho – Alvenaria com Blocos de Concreto. 2º Edição – Revisada e Atualizada. ISBN 978-85-87024-82-4. 2016, 38 p.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.
- [11] OLIVEIRA, C. R. M.; BERTO, A. F. Determinação da resistência ao fogo em parede sem função estrutural. São Paulo: IPT, 2015. Relatório de ensaio nº 1 072 608-203. 12 p.
- [12] OLIVEIRA, L. M. F. Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014, 272 p.
- [13] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 1: EN 1991-1.2: Actions on structures: Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Brussels, 2002.
- [14] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: EN 1992-1.2: Design of concrete structures: Part 1-2: General rules Structural fire design. Brussels, 2004.
- [15] NGUYEN, T. D.; MEFTAH, F.; CHAMMAS, R.; MEBARKI, A. The behaviour of masonry walls subjected to fire: Modelling and parametrical studies in the case of hollow burnt-clay bricks. Fire Safety Journal 44 p. 629-641, 2009.
- [16] ANDRADE, W. P. Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades. Laboratório de Concreto. São Paulo: Pini, 1997.
- [17] CHICHIERCHIO L. C. Conforto ambiental: desempenho térmico e acústico e proteção contra o fogo. In: Associação Brasileira da Construção Industrializada – ABCI. Manual Técnico de Alvenaria. São Paulo, p. 119-141, 1990.
- [18] RODOVALHO, F. S.; SIMÕES, Y. S.; CORRÊA, M. R. S. Análise térmica de alvenaria estrutural em situação de incêndio: um estudo do gradiente térmico. XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Anais, Florianópolis, SC, 2017, p. 13.
- [19] DONOSO, J. P. Calor, energia e transferência de calor. Universidade de São Paulo, Instituto de Física de São Carlos. 25 p. 2009.

- [20] ABBOTT, M. M.; VAN NESS, H. C. Introdução à Termodinâmica na Engenharia Química. Smith 7ª Edição, 2007.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10636: Paredes divisórias sem função estrutural – Determinação da resistência ao fogo - Requisitos. Rio de Janeiro, 1989.
- [22] CORPO DE BOMBEIROS DO ESTADO DE SÃO PAULO. Instrução Técnica nº08/2011. Resistência ao fogo dos elementos de construção.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Thermal simulation of prisms with concrete blocks in a fire situation

Simulação térmica de prismas com blocos de concreto em situação de incêndio



F. S. RODOVALHO * francielle_rodovalho@hotmail.com https://orcid.org/0000-0003-1079-7060

M. R. S. CORRÊA * marcio.correa@usp.br https://orcid.org/0000-0003-3224-5945

Abstract

The research developed has the purpose of analyzing the potential utilization of sugarcane bagasse ash and tire residue in the construction of pavers in replacement of the small aggregate, the natural sand. In order to achieve this objective, the methodology adopted includes steps such as: characterization of the residues to be used, preparation of pavers with different contents of partial replacement of small aggregates, determination of the main pavers characteristics (compressive strength, water absorption, abrasion resistance). The results proved the viability of the substitution, and the optimum content for the manufacturing of the parts is 27%, being 25% of BCC and 2% of tires. The contribution of the research is focused on reducing the consumption of natural resources and the correct disposal of the residues studied.

Keywords: blocos de concreto, alvenaria estrutural, elevadas temperaturas, isolamento térmico, análise numérica.

Resumo

The purpose of the current study is to verify the thermal insulation capacity of concrete block masonry in a fire situation through the thermal simulation of prisms. Initially, a prism with mortar coating on the face exposed to fire was numerically simulated and compared to experimental results provided by a company in order to validate the block thermal properties. To represent air in the block cavities, fluid-structure interaction was used in ABAQUS software. The uncoated and mortar-coated prisms on both sides were analyzed in a fire situation. The thermal insulation of the uncoated prism was maintained for more than 60 minutes and with the application of coating on both faces there was an increase of 59% of this time. The thermal fields were generated, thus leading to future thermomechanical analysis.

Palavras-chave: concrete blocks, structural masonry, high temperatures, thermal insulation, numerical analysis.

Received: 06 Jun 2018 • Accepted: 21 Aug 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

^a Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil.

1. Introdução

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo muito antigo que vem sendo utilizado em larga escala no Brasil. Segundo a ABCP [1] a economia de tempo na execução da obra, redução no volume de resíduos gerados, avanços tecnológicos e custo competitivo têm feito da alvenaria estrutural com blocos de concreto um dos sistemas construtivos mais utilizados no país. Entretanto, pouco se sabe sobre seu comportamento sob efeito de elevadas temperaturas.

O incêndio ocorrido neste ano de 2018 na madrugada de 1º de maio em um edifício em São Paulo, seguido do seu desabamento, reforça a necessidade de estudos sobre o comportamento dos sistemas construtivos submetidos a essa ação excepcional.

O Brasil ainda não possui métodos normatizados de dimensionamento de alvenaria estrutural em situação de incêndio. Conforme Leite *et. al* [2] existem variações nas composições mineralógicas das rochas que são utilizadas como agregados e, por isso, cada país possui especificações de espessura, geometria e resistência a serem seguidas pelas indústrias de blocos. Esses fatores restringem o uso e exigem um enorme esforço para a adapatação de normas internacionais.

A resistência ao fogo de uma estrutura está relacionada ao tempo em que ela é capaz de suportar as ações para as quais foi projetada, quando exposta ao incêndio. Os três principais critérios de resistência ao fogo definidos pelo Eurocode 6 Parte 1-2:2005 [3] são:

- Isolamento térmico (I), o qual é considerado atendido quando em qualquer ponto da superfície não exposta ao fogo, a variação de temperatura não exceda 180 °C e a variação de temperatura média nesta mesma superfície não exceda 140 °C;
- Resistência mecânica (R), o qual é satisfeito quando a função de suporte de carga é mantida na exposição ao fogo durante um determinado intervalo de tempo;
- Estanqueidade (E), quando não ocorrem rachaduras ou aberturas que permitam a passagem de chamas e gases através do elemento.

Nahhas *et. al* [4] avaliaram experimentalmente e através de modelagem térmica a resistência ao fogo de uma parede com dimensões de 2,80 x 2,82 (m) e espessura de 19,7 cm constituída por blocos celulares de concreto. Na extremidade superior da parede foi aplicada uma carga vertical de 357 kN (13 ton./m) distribuída por uma viga e uma face da parede foi exposta ao fogo, com elevação de temperatura conforme a curva ISO 834-1:1999 [5]. Os autores aferiram a elevação de temperatura, o deslocamento vertical e lateral em diferentes pontos. O ensaio durou cerca de seis horas, entretanto, Nahhas *et. al* [4] não especificaram os critérios de resistência utilizados ou se ocorreu a ruína da parede. No modelo teórico para a transferência de calor foram consideradas a condução, a convecção, e a radiação. Os autores concluíram que esse modelo gerou resultados razoáveis, comparadas às elevações de temperatura medidas experimentalmente.

Ayala [6] avaliou experimentalmente o comportamento de pequenas paredes com dimensões de 67,0 x 68,5 (cm) e espessura de 10 cm, constituídas por três fiadas de blocos e meio-blocos maciços de concreto leve em elevadas temperaturas. As amostras foram aquecidas até as temperaturas de 200, 400, 600, 700 e 800 °C, com taxa de elevação de temperatura de 10 °C/min, e então submetidas à compressão com incrementos de força até que fosse alcançada a ruptura. O autor concluiu que as temperaturas de 400, 600, 700 e 800 °C provocaram redução de 9, 19, 60 e 83% respectivamente, da resistência à compressão das pequenas paredes.

Algumas pesquisas nacionais foram realizadas sobre a alvenaria constituída por blocos cerâmicos em situação de incêndio. Rosemann [7] analisou experimental e numericamente o comportamento de paredes não carregadas em situação de incêndio, sujeitas à elevação de temperatura proposta pela curva ISO 834-1:1999 [5], quanto ao critério de isolamento térmico. Foram verificadas quatro situações, variadas com e sem a aplicação de revestimento em argamassa e com e sem o emprego de preenchimento das principais cavidades do bloco cerâmico com areia. O autor concluiu que o emprego de revestimento e preenchimento elevou em 280% a capacidade de isolamento térmico.

Rigão [8] avaliou experimentalmente o comportamento de pequenas paredes de alvenaria estrutural com dimensões de 89 x 100 (cm) e espessura de 14 cm, constituídas por blocos cerâmicos, carregadas e em situação de incêndio. Foram inicialmente verificadas as resistências residuais da argamassa e de prismas. O autor constatou que após serem submetidos à temperatura de 900 °C a argamassa não apresentava nenhuma resistência e os prismas possuíam aproximadamente 50% de suas resistências iniciais. Nas pequenas paredes ocorreram incrementos de carga devidos à restrição vertical e dilatação dos materiais. Elas se mantiveram estanques após o incêndio, entretanto, como a elevação de temperatura não seguiu a curva padrão, não foi possível comparar os resultados com normas de segurança contra incêndio.

Sobre a alvenaria constituída por blocos de concreto já foram feitos alguns ensaios. Em Bloco Brasil [9] são apresentados resultados finais de dois ensaios de resistência ao fogo de alvenarias constituídas por blocos de concreto com mesmas dimensões nominais, sendo uma sem carregamento com blocos de classe C e outra carregada constituída por blocos de classe B. O critério de isolamento térmico falhou em tempos similares para as duas paredes. Conforme a ABNT NBR 6136:2016 [10] a espessura média das paredes de blocos de classe C é um pouco inferior àqueles pertencentes às classes A e B. Segundo Bloco Brasil [9], tal diferença de espessuras das paredes dos blocos não exerceu grande influência no critério de isolamento térmico.

Através de prismas é possível simular os campos térmicos desenvolvidos em paredes, uma vez que o fluxo térmico ocorre transversalmente aos elementos. Além disso, por meio de simulações termomecânicas é possível representar a perda de resistência dos materiais ocorrida devido à deterioração térmica. A vantagem da utilização de prismas é a sua representatividade, por ser constituído por blocos e junta de argamassa, e pequenas dimensões o que favorece a simulação numérica que, especialmente no caso de análise térmica, exige uma intensa discretização do modelo com elevado esforço computacional.

Assim, o objetivo deste trabalho consiste em analisar a capacidade de isolamento térmico de alvenarias constituídas por blocos de concreto por meio da simulação térmica de prismas no *software* ABAQUS/CAE na versão 6.14. Foram simulados os campos térmicos desenvolvidos nos prismas, para posteriormente verificar suas resistências mecânicas por meio de simulações termomecânicas, em outro trabalho.



Figura 1

Malha utilizada no prisma com revestimento em uma face

As propriedades térmicas do bloco e da argamassa foram validadas comparando-se a elevação de temperatura média na face exposta ao ambiente obtida numericamente, com o resultado de um experimento de alvenaria com revestimento em argamassa na face exposta ao incêndio. Foram verificados também os casos de prisma sem revestimento e com revestimento em argamassa nas duas faces.

2. Características das simulações térmicas

A parede do ensaio de resistência ao fogo fornecido pela empresa, disponível em Oliveira e Berto [11] foi construída com blocos vazados de concreto, caracterizados com classe de resistência C e dimensões nominais de 14 x 19 x 39 (cm). Os blocos foram fabricados utilizando pó de pedra e pedrisco do tipo granito e cimento CP V-ARI. Foi aplicado revestimento em argamassa em apenas uma face com espessura de 1,5 cm e juntas horizontais e verticais com espessuras de 1 cm. A argamassa utilizada foi do



Figura 2

Esquema da modelagem térmica do prisma com revestimento em uma face

tipo industrializada, ensacada da marca Votomassa. A parede ficou em ambiente fechado durante o período de 30 dias, protegida de ventos e chuva.

Então, com o intuito de validar as propriedades térmicas utilizadas no bloco, modelou-se o prisma de dois blocos com argamassamento total, com as mesmas condições empregadas no experimento. As dimensões das paredes do bloco foram estimadas de modo que a média de área superior e inferior resultasse o mais próximo do valor de área líquida de 297,95 cm² medida por Oliveira [12]. Em cada bloco de concreto foram utilizados 6080 elementos sólidos, na junta de argamassa 320 e no revestimento 3042, todos pertencentes à família "transferência de calor" do tipo DC3D8 e lados de dimensões aproximadas de 1 cm. A malha utilizada na simulação está ilustrada na Figura 1.

A temperatura ambiente no instante de execução do ensaio era de 17 °C. Essa temperatura foi aplicada ao prisma por meio de um passo inicial. Considerou-se como mecanismos de transferência de calor entre as chamas e o prisma, e do prisma para o ambiente, a convecção e a radiação. Na face exposta ao incêndio, foi aplicada a elevação de temperatura do forno, apresentada no relatório do experimento, a qual ficou bem próxima da curva ISO 834-1:1999 [5]. Os coeficientes de convecção utilizados nas modelagens foram os indicados no Eurocode 1 Parte 1-2:2002 [13] para a face exposta ao ambiente e para face exposta a curva padrão de incêndio. A emissividade utilizada em ambas as faces foi a indicada para o concreto no Eurocode 2 Parte 1-2:2004 [14]. Optou-se por utilizar o mesmo valor de emissividade para as faces exposta e não exposta ao fogo, assim como fizeram Rosemann [7] e Nguyen et. al [15] em suas simulações. Para representar o ar presente nas cavidades utilizou-se da interação fluido-estrutura, em que a transferência de calor ocorre por meio da condução e da convecção. Na Figura 2 está representado o esquema da simulação térmica.

O teor de umidade do material exerce influência nos valores de calor específico. Conforme Oliveira e Berto [11] o teor de umidade da parede foi verificado por meio de um prisma representativo obtendo-se o resultado de 2% em massa. Assim, realizou-se uma interpolação com os valores de calor específico da Figura 3 obtendo-se 1664 J/(kg.K) para o pico referente à umidade de 2%. Utilizou-se para a massa específica do bloco de concreto o valor de 2187 kg/m³ calculada com dados contidos em Oliveira [12].

Segundo Andrade [16] o concreto contendo agregado do tipo granito possui condutividade térmica de 3,10 W/(m.K) para a temperatura média de 40 °C. Conforme Chichierchio [17] a condutividade térmica de um bloco de classe A, em temperatura ambiente com mesmas



Figura 3

Variação do calor específico do concreto conforme o teor de umidade Fonte: Eurocode 2 Parte 1-2:2004 [14]



Figure 4

Variação da condutividade térmica do concreto conforme a elevação de temperatura Fonte: adaptado de Eurocode 2 Parte 1-2:2004 [14]

dimensões nominais e massa específica de 2150 kg/m³ é de 1,69 W/(m.°C). O Eurocode 2 Parte 1-2:2004 [14] apresenta os limites superior e inferior de variação da condutividade térmica de acordo com a elevação de temperatura para o concreto. Calculou-se a média desses valores, obtendo-se a condutividade inicial de 1,68 W/(m.K), bem próximo do valor proposto em Chichierchio [17]. Assim, optou-se por utilizar a curva média de condutividade térmica apresentada na Figura 4 na simulação térmica.

A massa específica da argamassa foi calculada a partir do traço em massa disponível em Oliveira [12], obtendo-se o valor de 2180 kg/ m³. As propriedades térmicas da argamassa necessárias à modelagem, como calor específico e condutividade térmica, foram adotadas conforme disponível em Rodovalho, Simões e Corrêa [18].

Na massa de ar, interna às cavidades, também foi aplicada a temperatura inicial de 17 °C e utilizou-se o total de 9360 elementos sólidos da família "fluido" do tipo FC3D8, com lados de dimensões aproximadas de 1 cm. Na Figura 5 é apresentada a malha utilizada na massa de ar.

Em Donoso [19] é apresentada a condutividade térmica do ar variando entre aproximadamente 0,014 e 0,024 W/(m.K), conforme a temperatura. Com a interação fluido-estrutura, não foi representada a radiação nas cavidades. Então, para compensar tal fato, foram feitas tentativas elevando-se os valores de condutividade térmica da





Tabela 1

Propriedades térmicas do ar utilizadas na simulação

| Temperatura T (°C) | Condutividade térmica W/(m.K) | Calor específico J/(kg.K) |
|-----------------------|-------------------------------------|------------------------------|
| 17 | 0,100 | 1012 |
| 60 | 0,130 | 1017 |
| 80 | 0,160 | 1019 |
| 100 | 0,200 | 1022 |
| 200 | 0,250 | 1035 |
| 300 | 0,275 | 1047 |
| 400 | 0,290 | 1059 |
| 500 | 0,300 | 1076 |
| 1000 | 0,300 | 1139 |
| 1500 | 0,300 | 1139 |

Fonte: adaptado de Abbott e Van Ness [20]

massa de ar com o intuito de se obter um ajuste adequado entre as elevações de temperatura numérica e experimental. A variação de calor específico do ar utilizada na modelagem foi a indicada em Abbott e Van Ness [20], adotando-se os valores de 1,22 kg/m³ de massa específica e viscosidade de 1,82 x 10⁻⁵ kg/(m.s). Na Tabela 1 são apresentados os valores de condutividade térmica, já ajustados, e calor específico empregados para o ar na presente simulação.

2.1 Prisma sem revestimento em argamassa

Após se considerarem validadas as propriedades dos materiais utilizados no prisma revestido, que será mostrado no item 3.1, simulou-se o comportamento térmico do prisma sem revestimento com propriedades iguais ao primeiro, aplicando-se a curva de elevação de temperatura ISO 834-1:1999 [5] para o incêndio e temperatura ambiente de 20 °C. O processamento foi feito durante cinco horas de incêndio.

Com o intuito de reduzir o tempo de processamento, utilizou-se o plano de simetria comum às análises de compressão e incêndio, uma vez que para a simulação termomecânica é necessária a inserção dos campos térmicos obtidos na simulação de incêndio. Mantiveram-se as propriedades e a malha empregada na simulação anterior com exceção do revestimento, e com a utilização da simetria reduziu-se pela metade o número de elementos. O plano de simetria está ilustrado na Figura 6.

2.2 Prisma com revestimento em argamassa nas duas faces

Na alvenaria estrutural é comum que se tenha revestimento em ambas as faces da parede. Assim, optou-se por incluir tal simulação. O revestimento foi feito com espessura de 1,5 cm e as propriedades térmicas do bloco, argamassa e massa de ar foram mantidas



Figura 6 Plano de simetria



Figura 7

Esquema do prisma com revestimento nas duas faces

as mesmas das simulações anteriores. Para este caso também foi considerada a simetria.

Conforme feito anteriormente, considerou-se a temperatura ambiente de 20 °C e elevação de temperatura conforme a curva ISO 834-1:1999 [5] para o incêndio. O esquema da modelagem térmica do prisma com revestimento em argamassa nas duas faces está presente na Figura 7.

3. Resultados e discussões

3.1 Validação da simulação térmica do prisma com revestimento na face exposta ao fogo

A validação da modelagem térmica foi feita comparando-se a elevação média de temperatura na face não exposta ao incêndio

experimental com os resultados de elevação média de temperatura numérica da mesma face. No ensaio de resistência ao fogo não foram feitas leituras de temperatura na região interna da parede. Foram acoplados termopares em 11 pontos diferentes da face não exposta ao fogo e calculou-se a elevação de temperatura média com 5 pontos.

Durante o ensaio, não ocorreu o desprendimento do revestimento em argamassa. A elevação de temperatura média limite do critério de isolamento térmico foi atingida em 104 minutos, possuindo então grau corta-fogo de 90 minutos (CF90), uma vez que o corpo de prova se manteve estanque e estável durante 120 minutos e que o grau corta-fogo é definido em intervalos de 30 minutos, para valores entre 60 e 120 minutos, conforme a ABNT NBR 10636:1989 [21].

A elevação de temperatura média numérica da face não exposta ao fogo foi calculada com valores medidos no bloco e na argamassa, projetados no centro e na cavidade do prisma. As elevações de temperatura média numérica e experimental são apresentadas na Figura 8.

Nota-se que inicialmente, na elevação de temperatura experimental na face não exposta ao fogo, existe um patamar que não pôde ser observado no resultado numérico, mesmo com o pico de calor específico para a temperatura de 100 °C conforme o teor de umidade de 2%, o qual deve representar o calor latente de vaporização, e ajustes na condutividade térmica do ar. Entretanto, após aproximadamente 35 minutos de incêndio, os resultados começam a convergir. A variação de temperatura média limite do critério de isolamento térmico foi atingida por meio da simulação numérica em 106 minutos, diferindo em apenas 2% do resultado experimental.

Foram feitas aferições de temperatura em diversos pontos do prisma na simulação térmica, sendo esses posicionados no bloco e na junta de argamassa, na projeção da cavidade e centro e diferentes espessuras. A nomeação dos pontos segue as dimensões aproximadas da lateral do bloco em



Figura 8

Elevações de temperatura numérica e experimental

centímetros, sendo D0 a face mais próxima do incêndio e D14 a face exposta ao ambiente. A variação de temperatura desses diferentes pontos é apresentada na Figura 9. A variação de temperatura média para a verificação do critério de isolamento térmico foi calculada através dos quatro últimos pontos. Os campos térmicos desenvolvidos no prisma com revestimento em uma face e na massa de ar estão presentes na Figura 10, em intervalos de 30 minutos.



Figura 9





Figura 10

Campos térmicos desenvolvidos no prisma com revestimento em uma face e na massa de ar

3.2 Prisma sem revestimento em argamassa

No presente caso, a variação média de temperatura limite do critério de isolamento térmico foi atingida numericamente em 86 minutos para o prisma sem revestimento. Conforme a Instrução Técnica nº 08:2011 [22] uma parede sem revestimento construída com blocos com mesmas dimensões nominais possui isolação térmica de 90 minutos, diferindo em apenas 4% do resultado obtido na simulação térmica. Entretanto, a capacidade de isolamento térmico de 86 minutos equivale ao grau corta-fogo CF60, desconsiderando-se os outros critérios. Conforme Chichierchio [17] uma parede com função portante, nas mesmas condições do prisma e constituída por blocos da empresa Tecprem, possui o mesmo grau corta-fogo. Na Figura 11 está disposta a elevação de temperatura

em diversos pontos do prisma sem revestimento, nomeados da mesma forma que no prisma com revestimento em apenas uma face.

Na Figura 12 são apresentados os campos térmicos desenvolvidos no prisma sem revestimento e na massa de ar.

3.3 Prisma com revestimento em argamassa nas duas faces

Com o emprego de revestimento em argamassa nas duas faces, a elevação média de temperatura limite do critério de isolamento térmico foi atingida em 137 minutos na face exposta ao ambiente. Esse tempo equivale ao grau corta-fogo CF120, desconsiderando-se os outros critérios. A elevação de temperatura em diversos pontos do prisma nomeados



Figura 11

Variação de temperatura em diversos pontos do prisma sem revestimento



Figura 12

Campos térmicos desenvolvidos no prisma sem revestimento e na massa de ar
conforme feito anteriormente estão presentes na Figura 13. Os campos térmicos desenvolvidos no prisma com revestimento nas duas faces e na massa de ar estão ilustrados na Figura 14.

4. Conclusões

Por meio das simulações térmicas, foi possível representar adequadamente a evolução de temperatura das faces não expostas



Figura 13

Variação de temperatura em diversos pontos do prisma com revestimento nas duas faces



Figura 14

Campos térmicos desenvolvidos no prisma com revestimento nas duas faces e na massa de ar

ao fogo, mesmo sem dados experimentais específicos da variação das propriedades térmicas do bloco de concreto brasileiro, utilizando-se as propriedades indicadas para o concreto disponíveis no Eurocode 2 Parte 1-2:2004 [14].

As modelagens foram validadas com um experimento fornecido por uma empresa, com uma parede constituída por blocos de classe C disponível em Oliveira e Berto [11] e com um resultado de grau corta-fogo apresentado em Chichierchio [17] para a alvenaria constituída por blocos de classe A. Espera-se que os campos térmicos desenvolvidos em blocos de ambas as classes e com mesmas dimensões nominais sejam similares, pois foram utilizadas as mesmas propriedades e dimensões para ambas as simulações.

O isolamento térmico teórico do prisma sem revestimento foi mantido por mais de 60 minutos. Assim, o bloco de concreto com as características especificadas no presente trabalho resistiu razoavelmente bem a esse critério.

Observou-se o grande efeito favorável ao isolamento térmico quando se tem a aplicação de revestimento em argamassa com espessura de 1,5 cm. Com a aplicação de revestimento apenas na face exposta ao incêndio, como no caso do experimento, obteve--se numericamente um aumento de aproximadamente 23% no tempo de isolamento térmico em relação ao prisma sem revestimento. No caso de revestimento nas duas faces o aumento teórico previsto foi de 59%.

O maior tempo requerido de resistência ao fogo exigido pela ABNT NBR 14432:2001 [23] é de 120 minutos. Contanto que não ocorra o desprendimento do revestimento em argamassa na face exposta ao fogo, como não ocorreu no ensaio disponível em Oliveira e Berto [11], o prisma com revestimento nas duas faces teoricamente atenderia a esse tempo com o critério de isolamento térmico.

Entretanto, segundo a Instrução Técnica nº 08:2011 [22] o maior tempo requerido de resistência ao fogo é de 180 minutos para edificações com altura superior a 120 m dependendo de seus tipos de ocupação. Conforme essa referência, uma parede constituída por blocos de concreto com as mesmas dimensões nominais e revestimento em argamassa em ambas as faces com 1,5 cm de espessura possui isolação térmica de duas horas, confirmando o adequado ajuste da simulação.

5. Agradecimentos

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pela bolsa concedida e à empresa Glasser por disponibilizar os resultados do ensaio de resistência ao fogo da alvenaria.

6. Referências bibliográficas

- ABCP ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORT-LAND. Brasil é referência mundial em alvenaria estrutural. 2018. Available at: < http://www.abcp.org.br/cms/imprensa/ banco-de-pautas/brasil-e-referencia-mundial-em-alvenariaestrutural/> Accessed on: 31 May, 18.
- [2] LEITE, H.A.L.; MORENO JÚNIOR, A.L; TORRES, D. L. Dimensionamento da alvenaria estrutural em situação de incêndio: Contribuição à futura normatização nacional. Ambiente Construído, Vol. 16, No. 2, pp. 89-107, Porto Alegre, 2016.
- [3] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION.

Eurocode 6: EN 1996-1.2: design of masonry structures: Part 1-2: general rules: structural fire design. Brussels, 2005.

- [4] NAHHAS, F. AL; AMI SAADA, R.; BONNET, G.; DELMO-TTE, P. Resistance to fire of walls constituted by hollow blocks: Experiments and thermal modeling. Science Direct. Applied Thermal Engineering 27, p.258–267, 2007.
- [5] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZA-TION. ISO 834: Fire resistance tests - elements of building construction: Part 1. General requirements. Gèneve, 1999.
- [6] AYALA, F. R. R. Mechanical properties and structural behaviour of masonry at elevated temperatures. Thesis – The University of Manchester. School of Mechanical, Aerospace and Civil Engineering. 294 p. 2010.
- [7] ROSEMANN, F. Resistência ao fogo de paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos pelo critério de isolamento térmico. 2011. 160 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.
- [8] RIGÃO, A. O. Comportamento de Pequenas Paredes de Alvenaria Estrutural Frente a Altas Temperaturas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Santa Maria, São Maria, 2012, 142 p.
- [9] BLOCO BRASIL ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚS-TRIA DE BLOCOS DE CONCRETO. Manual de Desempenho – Alvenaria com Blocos de Concreto. 2º Edição – Revisada e Atualizada. ISBN 978-85-87024-82-4. 2016, 38 p.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.
- [11] OLIVEIRA, C. R. M.; BERTO, A. F. Determinação da resistência ao fogo em parede sem função estrutural. São Paulo: IPT, 2015. Relatório de ensaio nº 1 072 608-203. 12 p.
- [12] OLIVEIRA, L. M. F. Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014, 272 p.
- [13] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 1: EN 1991-1.2: Actions on structures: Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Brussels, 2002.
- [14] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: EN 1992-1.2: Design of concrete structures: Part 1-2: General rules Structural fire design. Brussels, 2004.
- [15] NGUYEN, T. D.; MEFTAH, F.; CHAMMAS, R.; MEBARKI, A. The behaviour of masonry walls subjected to fire: Modelling and parametrical studies in the case of hollow burnt-clay bricks. Fire Safety Journal 44 p. 629-641, 2009.
- [16] ANDRADE, W. P. Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades. Laboratório de Concreto. São Paulo: Pini, 1997.
- [17] CHICHIERCHIO L. C. Conforto ambiental: desempenho térmico e acústico e proteção contra o fogo. In: Associação Brasileira da Construção Industrializada – ABCI. Manual Técnico de Alvenaria. São Paulo, p. 119-141, 1990.
- [18] RODOVALHO, F. S.; SIMÕES, Y. S.; CORRÊA, M. R. S. Análise térmica de alvenaria estrutural em situação de in-

cêndio: um estudo do gradiente térmico. XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Anais, Florianópolis, SC, 2017, p. 13.

- [19] DONOSO, J. P. Calor, energia e transferência de calor. Universidade de São Paulo, Instituto de Física de São Carlos. 25 p. 2009.
- [20] ABBOTT, M. M.; VAN NESS, H. C. Introdução à Termodinâmica na Engenharia Química. Smith 7^a Edição, 2007.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10636: Paredes divisórias sem função estrutural – Determinação da resistência ao fogo - Requisitos. Rio de Janeiro, 1989.
- [22] CORPO DE BOMBEIROS DO ESTADO DE SÃO PAULO. Instrução Técnica nº08/2011. Resistência ao fogo dos elementos de construção.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Shear strength analysis of slabs without transverse reinforcement under concentrated loads according to ABNT NBR 6118:2014

Análise de resistência à força cortante em lajes sem armadura transversal sob cargas parcialmente distribuídas segundo a ABNT NBR 6118:2014

A. M. D. SOUSA a alex_dantas@usp.br https://orcid.org/0000-0003-0424-4080

M. K. EL DEBS a <u>mkdebs@sc.usp.br</u> https://orcid.org/0000-0001-5955-7936

Abstract

Concentrated loads in slabs without transverse reinforcement, usual in highway bridges, result in the horizontal spreading of the shear force towards the supports, situation in which not all the slab width contributes in the shear strength. Based on this, the analytical models of shear strength and punching capacity in slabs may not be suitable to deal with this loading. Since this topic is not widely discussed in the national technical literature, the paper aims to present contributions to these analyses with a focus on the accuracy level of the shear strength analytical models recommended by ABNT NBR 6118:2014. Therefore, the models available in the Brazilian code were applied to an experimental database with 118 test results and the results obtained by the Brazilian and European codes were compared. The results demonstrated that, as presented in the Brazilian code, shear strength model in one-way slabs can lead to unsafe resistance predictions while the punching capacity model can lead to very conservative predictions. From the analysis, it is concluded that considering the reduction of the shear force, in the case of loads distributed in small areas close to the support in slabs, and the use of more suitable procedures to define the effective width, it is possible to improve the level of accuracy of relations between experimental and theoretical values, but this still leads to high percentages of unsafe predictions of resistance (> 40%).

Keywords: shear strength, slabs without transverse reinforcement, concentrated load, load close to support.

Resumo

A solicitação por cargas parcialmente distribuídas em lajes sem armadura transversal, frequente em tabuleiros de pontes, resulta na propagção horizontal da força cortante em direção aos apoios, situação na qual nem toda a largura da laje é mobilizada. Por esta razão, os modelos de resistência à força cortante de vigas e de resistência à punção em lajes podem não se adequar ao tratamento do problema. Uma vez que este ainda é um tema pouco discutido na literatura nacional, o artigo tem por objetivo apresentar contribuições à análise deste tipo de problema com enfoque no nível de precisão dos modelos de cálculo de resistência à força cortante preconizados pela ABNT NBR 6118:2014. Para isto aplicaram-se os modelos disponíveis na norma brasileira a uma base de dados experimentais com 118 resultados de ensaios e compararam-se os resultados obtidos pelo código brasileiro e europeu. Os resultados demonstraram que, na forma como disposta, as formulações brasileiras de resistência à força cortante em lajes unidirecionais podem conduzir a previsões inseguras de resistência e que a formulação de resistência à punção pode conduzir a previsões excessivamente conservadoras. Das análises realizadas conclui-se que com a consideração de redução da força cortante solicitante, no caso de cargas distribuídas em pequenas áreas próximas do apoio em lajes, e utilização de procedimentos mais apropriados de definição da largura colaborante é possível melhorar a correlação entre valores experimentais e teóricos, mas ainda resulta em percentuais elevados de previsões inseguras de resistência (>40%).

Palavras-chave: resistência à força cortante, lajes sem armadura transversal, carga parcialmente distribuída, carga próxima do apoio.

^a Department of Structural Engineering, School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

Received: 12 Jun 2018 • Accepted: 11 Aug 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introduction

The shear strength in reinforced concrete elements without transverse reinforcement is usually analyzed under two approaches: (i) one-way shear (beam shear) and (ii) two-way shear (punching capacity) (Figure 1a). However, in the case of partially distributed loads on small areas (concentrated loads) close to supports, not the entire width of the slab is mobilized. In this type of load, the load spreads horizontally towards the support, which explains why the failure mode due to this type of load usually occurs with inclined cracks in relation to the main axis of the slabs (Figure 1b). For this reason, this problem has been associated to a transition zone between one-way shear force models (cracks parallel to the support) and two-way shear models (tangential and radial cracks) [1].



Figure 1

a) Failure mode by one-way shear in beams or slabs strips and two way shear by punching on slabs;

b) failure mode as wide beam and c) Usual shear transfer mechanisms

The shear strength analysis, in slabs without transverse reinforcement, has been widely studied in the last decades. Among the reasons for this can be mentioned the complexity of the mechanisms involved and the challenge to formalize a largely recognized model in the scientific community to quantify the influence of these mechanisms, such as (i) capacity of the concrete in the compression zone V_c, (ii) residual tension at crack V_{res}, (iii) aggregate interlock between cracked surfaces V_{ag}, (iv) dowel action of the longitudinal reinforcement V_{dowel} and (v) arching action V_{arc} [2,3](Figure 1c).

However, in the last decade the analyses involving shear strength in slabs under partially distributed loads have acquired more attention. This has occurred mainly due to the updating of design codes and manuals for bridges, which, due to advances in calculation procedures and increase in traffic on highways, have resulted in increased design loads and calculation models more conservatives, respectively. [4]. The two aspects cited have resulted, for example, in non-approval in the evaluations of shear strength in about 600 bridges in the Netherlands, which led to the re-evaluation of the calculation procedures used in the country [5]. Since in most of the mentioned structures no risk of collapse was identified, it was concluded that additional mechanisms of shear strength were being mobilized, such as the arching effect already known in the case of beams and that the Dutch model of effective width needed to be reviewed.

Different experimental studies have been performed around the world in an attempt to better understand the shear strength in the case of the partially distributed load near the supports. Among the investigated parameters are the influence of longitudinal reinforcement types (smooth or ribbed bars), type of support (elastomeric or rigid) [6] and the effect of axial stresses on the shear strength of the slabs Other studies have investigated the influence, on the shear strength and the distribution of reactions along the support, of parameters such as the location of the load, presence of ducts and repeated actions (fatigue) in cantilever slabs [1,8]. Other studies have investigated the influence, on the shear strength and the distribution of reactions along the support, of parameters such as the location of the load, presence of ducts and repeated actions (fatigue) in cantilever slabs [1,8], besides the degree of clamping in the supports and the static system of slabs [9,10]. In all these investigations, European or American codes/ manuals evaluations were performed on the level of prediction of these analytical models. However, this type of loading (partially distributed load close to the support) is still a little studied issue in Brazil, and as a result no research was found about the precision level of the calculation procedures prescribed in ABNT NBR 6118: 2014 [11].

The development of refined numerical models, incorporating physical and geometric nonlinearities of materials, allowed a more detailed analysis of the shear strength [12] but they still have limited application to professional practice in engineering due to more complexity. For this reason, the development of analytical models that attempt to provide more accurate predictions of shear strength, by means of a consistent theoretical background and accessible application in the design practice, still stand out. In this way, the paper aims to present an evaluation of the Brazilian standard with regard to possible approaches for this type of request, in reinforced concrete slabs without transversal re-

inforcement, and to discuss aspects related to other codes that can be implemented in the Brazilian code in order to make it more consistent for this type of problem. For this purpose, an experimental database with 118 test results was used, already evaluated accordingly to the European code [13]. Thus the calculation models provided for the ABNT NBR 6118:2014 [11] were assessed on two approaches: (i) one-way shear strength and (ii) punching capacity.

2. Approaches to shear strength according to ABNT NBR 6118:2014

Most design codes present one-way shear strength models based on slender, lightly reinforced and four-point loaded, whereas punching capacity formulations are based on test of axi-symmetric loaded slabs in the center. [3]. In this way, it is observed that the experiments from which the theories of shear strength in slabs were formulated are not suited to solve particular case loads, such as that of the partially distributed load close to the support.

The ABNT NBR 6118:2014 [11] deals with shear strength under two approaches: (i) verification of resistance in slabs or linear elements by a one-way shear model and (ii) verification of punching capacity at critical perimeter. In this item are presented the equations and recommendations for verification of shear strength according to the Brazilian standard and discussed some aspects for application of the calculation models to the case of request studied.

2.1 One-way model to slabs without transverse reinforcement

The shear force strength V_{Rd,6118} in strips of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement is determined according to item 19.4.1 of ABNT NBR 6118: 2014 [11] through the equations:

$$V_{Rd.6118} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_{I}) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_{w} \cdot d$$
(2.1)

$$\tau_{Rd} = 0.25 \cdot f_{ctd}$$
 (2.2)

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$
(2.3)

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$
(2.4)

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} & \text{valid for concretes until class C50 (} f_{ck} \text{ em MPa}) \\ 2.12 \cdot \ln(1 + 0.11 \cdot f_{ck}) & \text{for concretes on the range C55-C90} \end{cases}$$
(2.5)

$$\rho_{\rm I} = A_{\rm SI} / (b_w \cdot d) \tag{2.6}$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$$
(2.7)

With k being a coefficient that depends on the ratio of longitudinal reinforcement that reaches the supports (for elements where 50% of the bottom reinforcement on single supported slabs does



Figure 2

Required anchoring length (adapted from ABNT NBR 6118:2014 [11])

not reach the support: k=|1|, and for the other cases: k=|1,6-d|≥1, with d in meters). τ_{Rd} is the design shear strength of concrete, A_{sl} is the area of longitudinal reinforcement which extends to not less than d+ $\ell_{b,nec}$ (defined in the item 9.4.2.5 of the Brazilian code) and illustrated in Figure 2, b_w is the effective width of the cross section along the effective depth d, N_{sd} is the longitudinal force in the section due to the prestressing or thermal action (compression is considered positive).

For the comparison between the values predicted by the analytical models and the experimental values of shear strength, the following considerations were assumed: (i) the measured properties of the materials were used, (ii) all partial factors were considered equal to 1 and iii) the effective width was defined according to Figure 3. Figure 3a represents the Dutch practice of defining the effective width [14] by horizontal spreading of the load from its center of application towards the support at 45° angle. In Figure 3b it is presented the French practice to define the effective width [15] with horizontal spreading of the load from the farthest face from the support and taking into account the width of the application area of the load. Figure 3c presents the model proposed in the Model Code 2010 [16].

In the current version of ABNT NBR 6118:2014 [11] guidelines for the definition of the effective width in shear strength are not available in the case of partially distributed loads in small areas close to supports. In the Brazilian design practice, especially in the case of bridge decks, the definition of a slab strip has been diffused from the vertical propagation of the shear force up to the mean plane of the slab at 45 °, as recommended in ABNT NBR 6118: 1980 [17]. In this approach, the effective width in the shear strength is dependent on the relationship between the dimensions of the load application and the slab area [17] (Figure 4).



Figure 3

Definition of the effective width in models of one-way shear force strength according to: a) Dutch method (b_{eff1}) [14], French method (b_{eff2}) [15] and c) Model Code 2010 [16]



Figure 4

Effective width definition according to ABNT NBR 6118:1980 [17]: a) top view and b) cross sectional view

2.1.1 Aggregate interlock effect

The aggregate interlock is directly influenced by the aggregate type and the compressive strength of concrete. In light-weight and high strength concretes, the cracks develop preferentially through the aggregate particles, which tends to produce cracked surfaces with less roughness. The effect of aggregate fracture is explicitly addressed in the Model Code 2010 [16] by means of the factor k_{dg} in the definition of k_v to level II approximation. In this code the aggregate fracture effect is taken into account assuming d_g=0 for concrete with a compressive strength exceeding 70 MPa. Figure 5a provides the shear strength as a function of compressive strength of concrete according to ABNT NBR 6118: 2014 [11], Eurocode 2 [18], Model Code 2010 [16] and the Simplified approach from ACI 318-14 [19] (adapted example from Yang et al. [20] with d = 460mm, $\rho_l = 1,75\%$ and $\varepsilon_x = 0,00125$).

Yang et al. [20] point out, however, that the formulation provided by the Model Code 2010 [16] inserts a discontinuity in the relationship between compressive strength of concrete and the shear strength (Figure 5a), which causes an abrupt reduction of shear strength (> 40%) when the compressive strength of concretes reaches 70 MPa. The effect of aggregate interlock is not explicitly addressed in other formulations such as Eurocode 2 [18], ACI 318-14 [19] and ABNT NBR 6118:2014 [11]. Therefore, the shear strength calculated on these models increases continuously with the concrete compressive strength, which is not consistent with experimental observations on elements with compressive strengths of concrete greater than 65 MPa. As shown in Figure 5a, in addition to not considering the reduction of shear strength in the case of high strength concrete (resulting from the aggregate interlock reduction), the ABNT model NBR 6118:2014 [11] considers a ratio increase of shear resistance greater than other codes and manuals.

2.1.2 Longitudinal reinforcement ratio effect

Figure 5b outlines the effect of the longitudinal reinforcement ratio on shear strength by different models. Since in this analysis the cross sectional stress state of the element was not evaluated, the Brazilian code was compared to the simplified calculation models of ACI 318: 2014 [19] (ACI-S) and Model Code 2010 [16] on level I approximation (MC(I)). It can also be noted that, while the Brazilian and European codes consider the progressive increase of shear strength with the increase in the longitudinal reinforcement rate, the ACI 318-S and MC (I), in a more conservative manner, does not consider possible resistance gains by improvement on dowel effect.

2.1.3 Size effect

Figure 5c and Figure 5d present the thickness effect (scale) of the elements in the prediction of shear strength of a slabs strip (f_c =30MPa, ρ_I =1,75% and b=1 m) by different models. It is observed that the simplified model of ACI 318: 2014 [19], by not incorporating parameters for the scale effect, leads to overestimated shear strength values in elements of high thicknesses. However, as in slabs the thicknesses are generally much lower than those of beams, the American model is still widely used. In the ABNT NBR 6118:2014 [11] and Eurocode 2 [18] models the scale effect is considered in the formulation by parameter "k", while in the Model Code 2010 (Level II approximation) [16] the scale effect is taken into account by the use of $k_{v(m)}$.

It can be noted that, in the ABNT NBR 6118:2014 [11] code, the scale effect that reduces the design shear strength of concrete is no longer considered for thicknesses greater than 60 cm, with a constant level from this value. In the case of Eurocode 2 [18] it can be observed that the scale effect is considered only for thicknesses greater than 20 cm.

2.1.4 Shear span to depth ratio effect - (a/d)

The ratio a/d, where "a" is the distance face to face between load

and support and "d" is the effective depth of longitudinal reinforcement, takes effect in the main mechanisms of shear transfer (V_c, V_{ag}, V_{dowel} and V_{res}) and in the arch effect [21,22]. Muttoni and Fernandez Ruiz [23] explain that four regimes govern shear failures according with the shear slenderness a/d (Figure 6): (i) for relations a/d ≤1 the strength of the element is governed by yielding of flexural reinforcement, since the shear/bending cracks do not intercept the compression struts, (ii) for relations of approximately 1 < a/d < 2,5~3



Figure 5

Effect on shear force strength (according to the one-way approach to slabs) of parameters such as: a) Concrete compressive strength, b) ratio of flexural reinforcement and c) and d) effective depth of the elements (scale effect)



Figure 6

Influence of the shear span to depth ratio a/d in the shear force strength (adapted from Muttoni and Fernandez Ruiz [23])

the arching action is dominant, since the shear cracking can intercept or not the compression strut, (iii) for relations 2,5~3,0 < a/d < 8~13 the governing failure mode is aggregate interlock and (iv) for very slender elements a/d > 8~13 the governing failure mode is again the yielding of flexural reinforcement. In Figure 6, V_r is the shear strength and V_{plast} is the plastic strength.

The item 17.4.1.2.1 from ABNT NBR 6118:2014 [11] considers the possibility of shear force reduction in the case of concentrated loads close to supports in beams, reflecting the knowledge about the direct transfer of part of the load through mechanisms of compression struts and arching effect until relations a/d < 2,5, being "a" the distance between axes of load and support and "d" the effective depth. In the Brazilian code [11] the shear force reduction is allowed for loads placed in distances a \leq 2d from the theoretical axis of the support by multiplying the design shear force by the relation a/2d. However, the Brazilian code does not present provisions in the case of slabs, which are already accepted in the European code [18] and in the Model Code 2010 [16]. In the European code [18] the shear force reduction is allowed for loads applied at distances $0,5 \leq$ $a_v \leq 2d$ from the edge of a support (or centre of bearings where flexible bearings are used), being a, the distance between edge of loads and supports, through multiplication of $V_{\rm Ed}$ by:

$$\beta_{\text{EC}} = a_V / 2d, (0,25 \le \beta_{\text{EC}} \le 1)$$
 (2.8)

In the case of the Model Code 2010 the same procedure is allowed, but with $0.5 \le \beta_{MC} \le 1$. In the posterior developments, the effect of the consideration of the European coefficient β_{EC} was evaluated in the level of precision of the Brazilian code.

2.2 Punching capacity model

The punching capacity model for slabs is presented in item

19.5.1 of ABNT NBR 6118: 2014 [11] and deals with the verification of shear strength on two or more critical surfaces defined around concentrated or distributed loads in small areas (like wheel loads). In the first critical surface (contour C of Figure 7a) the shear stress $\tau_{\rm Sd}$ should be evaluated indirectly by checking the diagonal compression strength of the concrete $\tau_{\rm Rd2}$. On the second critical surface (contour C' of Figure 7a), distant 2d from the edges of the column or partially distributed load, the punching capacity is checked by diagonal tensile strength of concrete $\tau_{\rm Rd1}$. This verification may be done by calculating a shear stress in the contour C'.

$$\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_V \cdot f_{cd}$$
 (perimeter C) (2.9)

$$\alpha_{v} = (1 - f_{ck}/250)$$
, with f_{ck} in MPa (2.10)

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0.18 / \gamma_c \cdot (1 + \sqrt{20/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.10 \cdot \sigma_{cp} \text{ (perimeter C')} \quad (2.11)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_{\rm l} \cdot \rho_{\rm t}} \tag{2.12}$$

$$d = (d_{\parallel} + d_{t}) \tag{2.13}$$

Where d is the effective depth of the slab along the critical perimeter considered (in centimeters), ρ is the average ratio of bonded reinforcement (unbonded reinforcement should not be considered according to ABNT NBR 6118:2014 [11]), $\rho_{\rm l}$ and $\rho_{\rm t}$ are the flexural reinforcement ratio at longitudinal and transverse direction. In the case of Figure 7b it is pointed out that it is required to reduce the perimeter considered due to the load placed near the edge. Similar procedure should be used in situations where the load is not on the edge, but is close to the edge.

The definition of the shear stress on critical perimeter depends mainly on the position of the loaded area in relation to the slab and the moment effect of the load in the slab. On this, it is possible to deal in a similar way with the case of partially distributed loads close to supports and the case of internal columns with moment effect provided in ABNT NBR 6118: 2014 [11]. Thus, the shear stress due to loading in the critical perimeter is:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{Sd}}{W_p \cdot d}$$
(2.14)

Where $M_{sd} = F_{sd} \cdot e_{F}$ with e_{F} being a term that can be approximately determined by the eccentricity between the center of the loaded area and the center of gravity of the internal area of the critical perimeter. For a more accurate estimate of e_{F} a non-linear analysis should be performed [13]. The equation (2.14) can then be rewritten as:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} \cdot \left(1 + \frac{K \cdot e_F \cdot u}{W_p} \right)$$
(2.15)

Where the term 1+K·e_F·u/W_p is equal to parameter $\beta_{\text{eccentricity}}$ defined on item 6.4.3 of Eurocode 2 [18] (associated with the moment effect of the load in relation to the critical perimeter and not to $a_v/2d$). In both formulations K is a coefficient dependent on the ratio of the dimensions C₁ and C₂ of column or load, its value being the function of the unbalanced moment transmitted by irregular shear stress and by moment and torsion (Figure 8a). In this formulation W_p corresponds to modulus of plastic resistance at the critical perimeter and is a function of the shear distribution as shown in Figure 8b.

For a partially distributed load in a rectangular area the modulus of plastic resistance W_n is determined by:

$$W_{p} = \frac{c_{1}^{2}}{2} + C_{1} \cdot C_{2} + 4 \cdot C_{2} \cdot d + 16 \cdot d^{2} + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot C_{1}$$
(2.16)

However, in the case of partially distributed loads near supports, the original distance 2d is replaced by the reduced distance a_v [13], which represents the distance between faces of the load and the support, resulting in the relation:

$$W_{p} = \frac{C_{1}^{2}}{2} + C_{1} \cdot C_{2} + 2 \cdot a_{v} \cdot C_{2} + 4 \cdot a_{v}^{2} + \pi \cdot a_{v} \cdot C_{1}$$
(2.17)

It can be observed that the only difference between the punching models of the Brazilian and European standards is the consideration of minimum shear strength in the latter, with the Brazilian approach being more conservative in this sense. The comparison between the results measured experimentally and calculated by the punching capacity model of ABNT NBR 6118: 2014 [11] considers the following simplifications: (i) the properties of the measured materials are used, (ii) all partial safety factors are equal to 1, (iii) the minimum perimeter length was used and (iv) the self-weight was not taken into account.

3. Database

The database used was presented by Lantsoght et al. [13], which include the works of Reissen and Hegger [9,10], Regan [24], Sherwood et al. [25], Vaz Rodrigues et al. [26], Jäguer [27], Jäguer [28,29], Graf [30], Richard and Kluge [31], Diaz de Cossio et al. [32], Rajagopalan and Fergusson [33], Aster and Koch [34], Heger and McGrath [35], Cullington et al. [36], Coin and Thonier [37], Olonisakin and Alexander [38] and Rombach and Latte [39,40].

This database brings together a total of 215 experiment results from literature. However, as pointed out by Lantsoght et al. [13], only 22 experiments on slabs with loads close to the support (b_{slab} > b_{eff2} and a/d<2,5 – case of major interest in bridge slabs) are available in this database, most of which were performed in experiments of reduced thickness (h<150 mm). Lantsoght et al. [13] explains that bridge decks on integral bridges usually have thickness h>300 mm, so that most of the results available in the literature are influenced by the scale effect of the experiments. The scale effect refers to the experimental



Figure 7

a) Definition of critical perimeter in regions distant from free edges and b) regions close to free edges (adapted from ABNT NBR 6118: 2014 [11])

observation of lower resistant shear stresses in thicker elements [41].

Lantsoght et al. [13] also comments that many of the experiments reported in the literature present a combination of failure modes involving one-way shear and/or punching with flexure. In order to eliminate the experiments that may have failed in flexure these were evaluated through the simplified rectangular stress diagram for the active bending moment [13]. In this analysis, the lever arm z was assumed as $0,9 \cdot d_1$ and the height of the rectangular stress diagram was adopted as $0,2 \cdot d_1$. Based on these analyses the database was reduced to a total of 118 experiments, of which 87 were reported to fail as wide beams (WB) and 21 experiments reported failing

by punching (P). As the experiments of Graf [30] presented loads very close to the support, which resulted in distances $a_v \le 0$ these results were discarded in later analyses.

4. Results and discussions

4.1 One-way shear model

4.1.1 Effect of the effective width model and coefficient β_{FC}

Figure 9 presents the graphical results of the application of the prediction model of shear strength in slabs and linear elements with $b_w \ge 5d$ recommended by ABNT NBR 6118:2014 [11] to the



a)



Figure 8

a) Distribution of shear force due to unbalanced moment in a slab-column connection (adapted from Eurocode 2 [18]), b) cross section of a cantilever slab bridge and c) example of eccentricity determination between the loaded area and the punching perimeter (top view)

database used in this paper. In Figure 9a and Figure 9b the Dutch method was used to define the effective width (b_{eff1}). In Figure 9c and Figure 9d the French method was considered to define the effective width (b_{eff2}). Figure 9 also present the results considering the factor β_{EC} (Figure 9b and Figure 9d) or not (Figure 9a and Figure 9c) for the reduction of the design shear force in the case of loads distributed in small areas close to supports. Table 1 present the scatter measurements between the experimental

and calculated values of shear strength (V_{exp}/V_{NBR} or $V_{exp,red}/V_{NBR}$). From Figure 9 it is observed that the consideration of the β_{EC} improved the correlation coefficient R^2 of the linear regression between the experimental and calculated values from 0,499 to 0,628 with the Dutch approach and from 0,666 to 0,770 with the French approach to defining the effective width. Among the different approaches to defining the effective width, it was observed that the French approach between the strength of between the strength of the stren



Figure 9

Comparison between experimental and predicted values for shear force strength according to ABNT NBR 6118:2014 [11] a) without β_{EC} and with b_{eff1} , b) With β_{EC} and b_{eff1} , c) Without β_{EC} and with b_{eff2} and d) With β_{EC} and with b_{eff2}

Table 1

Comparison of results using ABNT NBR 6118 [11]

| | V _{exp} /V _{NBR,beff1} | V _{exp,red} /V _{NBR,beff1} | V _{exp} /V _{NBR,beff2} | $V_{exp,red}/V_{NBR,beff2}$ |
|---|--|--|--|-----------------------------|
| μ | 2,00 | 1,37 | 1,34 | 1,02 |
| σ | 2,50 | 0,79 | 1,06 | 0,30 |
| ν | 124,5% | 57,7% | 78,9% | 29,7% |

 μ = average value; σ = standard deviation; ν = coefficient of variation

experimental and calculated values (R² = 0,77) compared to the Dutch approach b_{eff1} (R² = 0,63). However, although the level of correlation has improved when considering b_{eff2} and the coefficient β_{EC} , the percentage of model failures (V_{exp,red} < V_{NBR}) with these procedures resulted quite high (58% in Figure 9d), illustrated by the greater number of points to the right of the line at 45° in Figure 9b

and Figure 9d and also by the angular coefficient of the linear regression equation farthest from the unitary in these cases. Therefore, it can be stated that the lack of consideration of the coefficient β_{EC} and the use of the Dutch approach (b_{eff}) to define the effective width tends to be more conservative, although it has also resulted in a high percentage of unsafe predictions (43%).



Figure 10

 V_{exp}/V_{cal} ratio provided by ABNT NBR 6118:2014 according to: a) compressive strength of concrete f_c, b) ratio a_v/d_v, c) ratio of flexural reinforcement ρ_{l} and d) effective depth of longitudinal reinforcement d_l

From Table 1 it can be observed numerically that the mean value (µ) of ratio V_{exp}/V_{NBR} using the Dutch approach to defining the effective width (b_{eff1}) improved from 2,00 to 1,37 considering the reduction of the design shear force (β_{EC}), in the case of loads distributed in small areas near the support, with a significant reduction in the coefficient of variation (v), that reduced from 124,5% to 57,7%. This very high scatter of values was significantly reduced with the French approach to defining the effective width (b_{eff2}), with the average value of the relation $V_{exp,red}/V_{\text{NBR,beff2}}$ assuming an average value of 1,02 and with the coefficient of variation of approximately 30%.

4.1.2 Effect of specific parameters

Due to the complexity involved in the shear strength and the shear transfer mechanisms mobilized in reinforced concrete elements, it is common to analyze the accuracy of the calculation models according to specific parameters. Since the best level of accuracy obtained with ABNT NBR 6118: 2014 [11] was obtained with the effective width defined according to the French method (b_{eff2}) and using the coefficient of reduction of the design shear force β_{EC} , these considerations were used in the subsequent analyses presented in Figure 10.

In Figure 10a it is observed that the procedure of the Brazilian code tends to be more conservative for the smaller ranges of concrete resistances, with the results V_{exp,red}/V_{NBR} assuming µ=1,11 and v=28% in the range f_c<40MPa and µ=0,89 and v=26% in the range f_c>40MPa. Figure 10b shows a slight tendency towards greater conservatism of the Brazilian code for lower relations a_v/d_i and unsafe predictions to shear span to depth ratios a_v/d_i>3, indicating that perhaps the punching models fit better in the case of loads further away from the support. In Figure 10c it is observed that a high-

er level of scatter is reached for lower ratios of flexure reinforcement, with the ratio V_{exp,red}/V_{NBR,beff2} assuming µ=1,04 and v=30% to $\rho_l < 1,4\%$ and µ=0,91 and v=17,5% to $\rho_l > 1,4\%$. In Figure 10d it is observed that the highest level of scatter of the results is associated with elements with a lower effective height, indicating a strong influence of scale effect on the results.

4.1.3 Failure mode

In these analyses the experiments that presented intermediate failure mode between punching (P) and wide beam (WB) were excluded, as well as experiments without failure mode described in the references. The Figure 11a shows that the application of the one-way slab model with the definition of an effective width fits well in the case of punching failures near the supports, but this result may have been influenced by the reduced number of experiments failing by punching. In the analysis of the elements that failed by punching the ratio $V_{exp,red}/V_{\text{NBR,beff2}}$ assumed mean value μ =1,42 and coefficient of variation v=26,57%. In Figure 11b, with the one-way approach applied to experiments failing as wide beams (WB), a large number of experiments with unsafe predictions were observed. In this case the ratio $V_{exp,red}/V_{\text{NBR,beff2}}$ resulted in μ =0,92 and v=20,29%.

4.1.4 Load position

Figure 12 presents the level of precision of the results according to the model of definition of the effective width combined with the load position: load close to continuous support (CS) and influenced by the negative moment at support, load close to simple support (SS) and, loads close to support of cantilever slabs (CT), which present great influence of the flexural cracks in the shear strength.



Figure 11

Evaluation of the one-way model of shear force strength by ABNT NBR 6118:2014 according to the failure mode of experiments: a) Punching (P), b) Wide Beam (WB)

Shear strength analysis of slabs without transverse reinforcement under concentrated loads according to ABNT NBR 6118:2014



Figure 12

Effect of loading typology in the case of: a) No consideration of factor β_{EC} and with b_{eff1} and b) With the factor β_{EC} and b_{eff2}

Figure 12a illustrates the high scatter of results not considering the coefficient β_{EC} to reduce the design shear force (for loads close to the support) and using the Dutch model of definition of the effective width (b_{eff1}), with very conservative predictions of shear strengths in some cases. The Figure 12b shows a lower scatter predictions compared to Figure 12a, allowing a clearer identification of the influence of the load position on the accuracy level of the model. In Figure 12a and Figure 12b it was observed that the formulation present a lower scatter in the case of cantilever slabs (CT), with the ratio $V_{\text{exp,red}}/V_{\text{NBR,beff2}}$ assuming μ =0,92 and v=32,04%, but with a high number of unsafe predictions in the model. A large number of

unsafe predictions was also observed in the case of loads close to simple support (µ=1,02 and v=27,44%). In the case of loads near continuous supports (CS) unsafe predictions were not observed, although the level of precision of the results, which presented ratio $V_{\text{exp,red}}/V_{\text{NBR,beff2}}$ with µ=1,62 and v=23,82%, is questionable.

4.2 Two-way approach (punching capacity model)

4.2.1 Force reduction close to the support by β_{FC}

Figure 13 presents the effect of to take into account the coefficient



Figure 13

Evaluation of the punching capacity model according to ABNT NBR 6118:2014 (γ_c = 1) a) Without β_{ec} and b) With β_{ec}



Figure 14

Evaluation of the punching model of ABNT NBR 6118: 2014 according to failure mode in the experiment ($\gamma_c = 1$): a) Wide Beams, b) Punching

 $\beta_{\text{EC}^{\prime}}$ to reduce the shear stress in the critical perimeter, in the case of partially distributed loads close to supports ($a_v \leq 2d$) due to the direct load transfer towards the support by strut action or arching effect. Although this is a common practice in analyzes of one-way shear strength of beams, just a few studies deal with this practice in the case of punching capacity analysis.

In Figure 13 it is observed that the coefficient β_{EC} significantly improved the level of approximation of the punching approach according to the database analyzed, with the ratio $\tau_{\text{exp}}/\tau_{\text{R,NBR}}$ being improved from μ =1,34 to μ =1,04 and followed by a reduction of the coefficient of variation from v=79,08% to v=37,10%. However, as the number of unsafe predictions (calculated punching capacity greater than the experimental one) was high, perhaps the analysis of punching capacity is not the most suitable in the case of slabs subject to loads partially distributed close to the support. As this result may have been influenced by the small number of experiments that presented a punching failure mode (18/118), a more detailed analysis according to the failure mode of the experimental models is essential.

4.2.2 Failure mode

Figure 14 illustrates the level of approximation of the punching approach recommended by the ABNT NBR 6118:2014 applied to elements that failed by punching (P) and as wide beams (WB). From Figure 14a it was observed that the predictions of punching capacity in the elements that presented a punching failure were more conservative ($\tau_{exp,red}/\tau_{R,NBR}$ with μ =1,30 and v=31,42%) compared to the elements that failed as wide beams ($\tau_{exp,red}/\tau_{R,NBR}$ with μ =0,99 and v=38,81%). Furthermore, from Figure 14a it was observed that, considering or not the coefficient β_{EC} , the application of the punching capacity model to the elements that failed as wide beams was quite critical, with a percentage of unsafe predictions ($\tau_{exp} < \tau_{cal,NBR}$) ranging from 42% to 47%. In other words, although the ratio $\tau_{exp,red}/\tau_{R,NBR}$ had an average value close to unity (μ = 0.99), the coefficient of variation of 38.81% decreased the safety of the approach. As in

the case of partially distributed loads close to support the most frequent failure mode is the one of wide beams, the application of the punching model in these cases can be considered unsafe. In Figure 14b it was observed that the elements that failed by punching presented a $\tau_{exp}/\tau_{R,NBR}$ ratio closer to the unit when considering the coefficient β_{EC} , with the mean value of the ratio between experimental and theoretical results μ =2,50 being reduced to μ =1,30. In addition, the coefficient of variation, which measures the dispersion between experimental and theoretical results, also reduced from ν = 63.26% to ν = 31.42%. However, the dispersion remained can be considered still high.

4.2.3 Effect of specific parameters

Figure 15 presents the level of approximation of the ratio $\tau_{exp,red}/\tau_{R,calc,NBR}$, taking into account the reducing load factor β_{EC} to loads near of supports, according to the compressive strength of concrete f_c (Figure 15a), ratio of flexural reinforcement ρ_t (Figure 15b), ratio a_v/d_t (Figure 15c) and effective depth to longitudinal reinforcement d_t (Figure 15d).

As in the case of the approach with the one-way slabs model or slab strips, some difficulty was observed in identifying trends of results according to the parameters evaluated due to the great scatter of the results. In the case of Figure 15 this was even more difficult, probably due to the dependence of the slab characteristic in both directions. In analyses using the mean value d=(d,+d)/2 and $\rho = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_t}$ some difficulty was also identified. From Figure 15, only a tendency of less dispersion of the results was observed with the increase of the compressive strength of the concrete (Figure 15a) as with increasing of the ratio of flexural reinforcement (Figure 15d), but which may have been influenced by the reduction in the number of experimental results in these ranges. Figure 15 shows that the scatter of predictions of resistance with the punching approach was more pronounced for the same parameters evaluated with the one-way model. Thus, it was not possible to state behavior trends in the punching model without further experiments.

4.2.4 Load Position

Figure 16 shows the level of accuracy of the ratio $\tau_{\rm exp,red}/\tau_{\rm R,calc,NBR}$ according to the experimental shear stress at the critical perimeter and the load position on the slabs. Figure 16a shows that the punching model provides more conservative results for the higher loadings, but for critical perimeter with shear stresses less than 0.7 MPa the model presents critical results. In addition, the results obtained showed that for loads close to the support

in regions of slab continuity the ratio $\tau_{exp,red} \tau_{R,calc,NBR}$ was more conservative (μ =1,47 and ν =13,65%) than in the cases of loads close to the support of cantilever slabs (μ =0,92 and ν =37,80%) and simply supported slabs (μ =1,05 and ν =37,64%). The same behavior among different load positions was observed in Figure 16b, which illustrates the higher scatter of the results for loads close to simple supports (SS) and the lower scatter obtained continuous slabs (CS), but this time according to the thickness of the slabs.



Figure 15

 $\tau_{exp}/\tau_{calc,NBR}$ ratio ($\gamma_c = 1$) according to ABNT NBR 6118:2014 with: a) compressive strength of concrete f_c, b) Ratio of flexural reinforcement $\rho_{l'}$ c) α_v/d_l ratio and d) Effective depth of longitudinal reinforcement d_l



Figure 16

Level of accuracy of the punching model from ABNT NBR 6118:2014 ($\gamma_c = 1$) according to the static system and: a) shear stress at the critical perimeter and b) slab thickness

4.3 Summary of results

The Table 2 summarizes the results obtained according to the approaches of shear strength in one-way slabs and punching capacity verification available in ABNT NBR 6118: 2014 [11] and Eurocode 2 [18]. Among the main results, Table 2 pointed out that the French approach (b_{eff2}) and the consideration of the reduction of shear force with $\beta_{\rm EC}$, for loads distributed in small areas near the support, increase significantly the level of prediction of the one-way model of calculation of shear strength, both in the European and Brazilian codes, reducing the coefficient of variation of the ratio $V_{exp}/V_{\rm NBR}$ from 124,5% to 29,76% and with the average value of

the ratio V_{exp}/V_{NBR} being reduced from 2,00 to 1,02. However, the precision and accuracy gain in the model is controversial since, due to the large coefficient of variation, the model resulted in a high number of unsafe predictions of the shear strength (58%), that is, with V_{exp}/V_{calc,NBR}<1. In the European code, comparatively, although the average value of V_{exp,red,EC}/V_{R,c,beff2} was 1,35, the percentage of unsafe predictions of shear strength was lower (19%).

From Table 2 it can still be distinguished that there is a difference of results according to the shear strength model depending on the experimental failure mode of the elements. For example, by applying the Brazilian model of shear strength in one-way slabs to the elements that failed by punching, the results of V_{exp,red}/V_{NBR,beff2} were

Table 2

Results obtained with the one-way and two-way approaches to shear resistance of slabs according to ABNT NBR 6118: 2014 [11] and Eurocode 2 [18]

| | V_{exp} | $V_{exp,red}$ | $V_{exp,red}$ | V_{exp} | $V_{exp,red}$ | $V_{exp,red}$ | τ_{exp} | $\tau_{exp,red}$ | τ_{exp} | $\tau_{exp,red}$ |
|-----------------------------|------------------------|-----------------------|---------------|------------------------|-----------------------|------------------------|--------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| | V _{NBR,beff1} | V _{EC,beff1} | | V _{NBR,beff2} | V _{EC,beff2} | V _{NBR,beff2} | | τ _{calc,NBR} | τ _{calc,EC} | τ _{calc,EC} |
| Punção (P) | | | | | | | | | | |
| μ | 5,13 | 3,32 | 2,54 | 2,64 | 1,82 | 1,42 | 2.50 | 1.30 | 1.75 | 1.06 |
| σ | 3,65 | 1,19 | 0,76 | 1,44 | 0,51 | 0,38 | 1.58 | 0.41 | 0.71 | 0.48 |
| ν | 71,09% | 35,74% | 30,01% | 54,61% | 28,21% | 26,57% | 63.26% | 31.42% | 40.92% | 45.13% |
| Viga larga (wide beam - WB) | | | | | | | | | | |
| μ | 1,31 | 1,38 | 1,04 | 1,07 | 1,23 | 0,92 | 1.12 | 0.99 | 1.12 | 1.04 |
| σ | 1,64 | 0,56 | 0,40 | 0,76 | 0,27 | 0,19 | 0.79 | 0.38 | 0.47 | 0.44 |
| ν | 125,8% | 40,08% | 38,25% | 71,11% | 22,09% | 20,29% | 69.91% | 38.81% | 41.87% | 42.57% |
| Todos | | | | | | | | | | |
| μ | 2,00 | 1,79 | 1,37 | 1,34 | 1,34 | 1,02 | 1.34 | 1.04 | 1.23 | 1.07 |
| σ | 2,50 | 1,05 | 0,79 | 1,06 | 0,40 | 0,30 | 1.06 | 0.39 | 0.56 | 0.45 |
| ν | 124,5% | 58,70% | 57,72% | 78,86% | 29,76% | 29,73% | 79.08% | 37.10% | 45.20% | 41.87% |

more conservative (μ =1,42 and v=26,57%) and with lower failure percentage than the ones obtained by applying the method to elements that presented failure in a one-way mode as wide beams or slab strips (μ = 0.92 and v = 20.29%).

Regarding the models of punching capacity, it was observed that the relation $\tau_{exp}/\tau_{R,calc,NBR}$ showed pronounced differences of result with the consideration or not of the coefficient β_{EC} , especially in those elements that presented a punching failure model. In these cases, the average value of the $\tau_{exp}/\tau_{R,calc,NBR}$ varied from 2.50 to 1.30 and the coefficient of variation decreased from 63.26% to 31.42%. Comparatively, the European standard also improved the accuracy with consideration of the β_{EC} factor, but the coefficient of variation increased from 40.92% to 45.13% with β_{EC} . In the case of elements that failed as wide beams, although the ratio was close to 1 with both the Brazilian and European standard models, the high coefficient of variation and the excess of capacity predictions contrary to the safety indicated that this verification approach would not be the most adequate.

5. Conclusions

The text presents a study with focus on the evaluation of the level of precision of the Brazilian standard regarding the approaches of shear strength in the case of concentrated loads in small areas near the support, comparing in the end the results with those provided by the corresponding European code. From the results, it can be concluded that:

- The model of shear strength in the Brazilian standard to linear elements, as currently provided, presented unsatisfactory results of precision in the case of loads distributed in small areas near the support with the one-way approach (V_{exp}/V_{NBR,beff1} with µ=2,00 and v=124,5% and V_{exp}/V_{NBR,beff2} with µ=1,34 and v=78,68%);
- Consideration of the reduction of the shear force in the case of loads distributed in small areas close to the support by the factor β_{EC} , as well as the use of the French definition of the effective width, result in a better level of accuracy with regard to $V_{exp}V_{NBR}$ (μ =1,02 and ν =29,73%). Meantime, due to the large number of unsafe predictions of resistance with this procedure (58% of V_{exp}/V_{calc} <1), its incorporation into the formulation provided by the Brazilian code is still questionable;
- Regarding the Brazilian model of punching capacity, it was observed that taking into account the reduction of shear force in the case of loads close to the support significantly improved the accuracy and precision of the ratio $\tau_{exp}/\tau_{R,NBR}$, regardless of the failure mode of the experiments. However, due to the still high coefficient of variation (>35%) and a large number of unsafe resistance predictions, the verification of punching capacity in the case of partially distributed loads close to the support proved not to be the most adequate, especially in the possibility of failure as a large beam.

6. Acknowledgments

The authors gratefully acknowledge the financial support provided by the Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel (CAPES) and the National Council for Scientific and Technological Development (CNPq).

7. Bibliographic references

- NATÁRIO, F., RUIZ, M. F., MUTTONI, A. Shear strength of RC slabs under concentrated loads near clamped linear supports. Engineering structures, 76, 2014, p. 10-23.
- [2] RUIZ, M.F, MUTTONI, A., SAGASETA, J. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects. Engineering Structures, v. 99, 2015, p. 360-372.
- [3] LANTSOGHT, E. O., VAN DER VEEN, C., WALRAVEN, J. C., DE BOER, A. Transition from one-way to two-way shear in slabs under concentrated loads. Magazine of Concrete Research, v.67, n.17, 2015, p. 909-922.
- [4] HUBER, P., KOLLEGGER, J. (2015) Shear behavior of existing bridges without and with a minimum amount of shear reinforcement. In: Concrete – Innovation and Design, fib Symposium, Copenhagen, 2015.
- [5] LANTSOGHT, E. O. L., VAN DER VEEN, C., WALRAVEN, J., DE BOER, A. Recommendations for the shear assessment of reinforced concrete slab bridges from experiments. Structural Engineering International, v.23, n.4, 2013, p. 418-426.
- [6] LANTSOGHT, E. O., VAN DER VEEN, C., WALRAVEN, J., DE BOER, A. Experimental investigation on shear capacity of reinforced concrete slabs with plain bars and slabs on elastomeric bearings. Engineering Structures, v. 103, 2015, p. 1-14.
- [7] BUI, T. T., NANA, W. S. A., ABOURI, S., LIMAM, A., TEDOL-DI, B., ROURE, T. Influence of uniaxial tension and compression on shear strength of concrete slabs without shear reinforcement under concentrated loads. Construction and Building Materials, v.146, 2017, p. 86-101.
- [8] NATÁRIO, F., RUIZ, M. F., MUTTONI, A. Experimental investigation on fatigue of concrete cantilever bridge deck slabs subjected to concentrated loads. Engineering structures, v.89, 2015, p.191-203.
- [9] REISSEN, K., HEGGER, J. Experimental investigations on the effective width for shear of single span bridge deck slabs. Betonund Stahlbetonbau, v. 108, n. 2, 2013, p. 96-103 (in germany).
- [10] REISSEN, K., HEGGER, J. Experimental investigations on the shear-bearing behaviour of bridge deck cantilever slabs under wheel loads. Beton- und Stahlbetonbau, v. 108, 2013, p. 315-324 (in germany).
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [12] NANA, W. S. A., BUI, T. T., LIMAM, A., ABOURI, S. Experimental and numerical modelling of shear behaviour of fullscale RC slabs under concentrated loads. In Structures. v. 10, 2017, p. 96-116.
- [13] LANTSOGHT, E. O., VAN DER VEEN, C., WALRAVEN, J. C., DE BOER, A. Database of wide concrete members failing in shear. Magazine of Concrete Research, v. 67, n. 1, 2015, p. 33-52.
- [14] NORMCOMISSIE 351001 NEN 6720 Technische Grondslagen voor Bouwvoorschriften, Voorschriften Beton TGB 1990– Constructieve Eisen em Rekenmethoden (VBC 1995), 1995.
- [15] FD P 18-717. Eurocode 2 Calcul des structures en béton -Guide d'application des normes NF EN 1992, 2013.

- [16] fib. Model Code 2010: final draft. Lausanne International Federation Structure Concrete, 2012.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1980.
- [18] CEN. Eurocode 2 Design of Concrete Structures: Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings, NEN-EN 1992-1-1, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2004, 229 p.
- [19] ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-14), 2014.
- [20] YANG, Y, UIJL, J, WALRAVEN, J. Critical shear displacement theory: on the way to extending the scope of shear design and assessment for members without shear reinforcement. Structural Concrete, v. 17, n. 5, 2016, p. 790-798.
- [21] LEONHARDT, F., WALTHER, R. Shear tests on beams with and without shear reinforcement (in germany, Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, 1962, 83 p.
- [22] KANI, G. N. J. Basic Facts Concerning Shear Failure, ACI Journal Proceedings, Vol. 63, N° 6, 1966, p. 675-692.
- [23] MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M. Shear in slabs and beams: should they be treated in the same way?. Fédération Internationale du Béton (fib) Bulletin, N°57, 2010, p. 105-128.
- [24] REGAN, P.E. Shear Resistance of Concrete Slabs at Concentrated Loads Close to Supports. Polytechnic of Central London, London, UK, 1982, pp. 1–24.
- [25] SHERWOOD, E.G., LUBELL, A.S., BENTZ, E.C., COLLINS, M.P. One-way Shear Strength of Thick Slabs and Wide Beams, ACI Structural Journal, v. 103, n. 6, 2006, p.794-802.
- [26] VAZ RODRIGUES, R., MUTTONI, A., OLIVIER, O. Large Scale Tests on Bridge Slabs Cantilevers Subjected to Traffic Loads. In: Proceedings of the 2nd international Congress, Fédération Internationale du Béton, Naples, Italy, 2006, 10 p.
- [27] JÄGER, T. Shear strength and deformation capacity of reinforced concrete slabs. In: Proceedings of the 4th International PhD Symposium in Civil Engineering, Munich, Germany. Fédération internationale du béton, Lausanne, Switzerland, 2002, p. 280–286.
- [28] JÄGER, T. Experiments on the Shear and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Slabs. Monograph, ETH Zurich, Zurich, Switzerland (in German), 2005.
- [29] JÄGER, T. Shear and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Slabs. PhD thesis, ETH Zurich, Zurich, Switzerland, 2007 (in germany).
- [30] GRAF, O. Experiments on the capacity of concrete slabs subjected to concentrated loads close to a support. Deutscher Ausschuss f
 ür Eisenbeton, v. 73, 1933, p. 10–16 (in germany).
- [31] RICHART, F.E., KLUGE, R.W. Tests of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Concentrated Loads: A Report of an Investigation. Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL, USA, Bulletin 314, 1939.
- [32] DIAZ DE COSSIO, R et al. Shear and diagonal tension discussion. ACI Journal Proceedings, v. 59, n.11, 1962, p. 1323–1339.

- [33] RAJAGOPALAN, K.S., FERGUSON, P.M. Exploratory shear tests emphasizing percentage of longitudinal steel. ACI Journal Proceedings, v. 65, n.8, 1968, p. 634–638.
- [34] ASTER, H., KOCH, R. Shear capacity of deep concrete slabs. Beton- und Stahlbetonbau, v. 69, n. 11, 1974, p. 266–270 (in germany).
- [35] HEGER, F.J., MCGRATH, T.J. Design Method for Reinforced Concrete Pipe and Box Sections. Simpson Gumpertz & Heger, Cambridge, MA and San Francisco, CA, USA, 1980.
- [36] CULLINGTON, D.W., DALY, A.F., HILL, M.E. Assessment of reinforced concrete bridges: collapse tests on Thurloxton underpass. Bridge Management, v. 3, 1996, p. 667–674.
- [37] COIN, A., THONIER, H. Experiments on shear in reinforced concrete slabs (Essais sur le cisaillement des dalles en beton arme). Annales du batiment et des travaux publics, 2007, p. 7-16. (in french).
- [38] OLONISAKIN A.A., ALEXANDER, S.D.B. Mechanism of shear transfer in a reinforced concrete beam. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 26, n. 6, 1999, p. 810–817.
- [39] ROMBACH, G., LATTE, S. Shear resistance of bridge decks without shear reinforcement. In: Proceedings of the International fib Symposium, 2008, p. 519-525.
- [40] ROMBACH, G., LATTE, S. Shear resistance of bridge decks without transverse reinforcement. Beton-und Stahlbetonbau, v.104, n.10, 2009, p. 642-656 (in germany).
- [41] BAŽANT, Z.P., KIM, J.K. Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams. Journal of the American Concrete Institute, v. 81, n.5, 1984, p. 456–468.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Shear strength analysis of slabs without transverse reinforcement under concentrated loads according to ABNT NBR 6118:2014

Análise de resistência à força cortante em lajes sem armadura transversal sob cargas parcialmente distribuídas segundo a ABNT NBR 6118:2014

A. M. D. SOUSA a alex_dantas@usp.br https://orcid.org/0000-0003-0424-4080

M. K. EL DEBS a <u>mkdebs@sc.usp.br</u> https://orcid.org/0000-0001-5955-7936

Abstract

Concentrated loads in slabs without transverse reinforcement, usual in highway bridges, result in the horizontal spreading of the shear force towards the supports, situation in which not all the slab width contributes in the shear strength. Based on this, the analytical models of shear strength and punching capacity in slabs may not be suitable to deal with this loading. Since this topic is not widely discussed in the national technical literature, the paper aims to present contributions to these analyses with a focus on the accuracy level of the shear strength analytical models recommended by ABNT NBR 6118:2014. Therefore, the models available in the Brazilian code were applied to an experimental database with 118 test results and the results obtained by the Brazilian and European codes were compared. The results demonstrated that, as presented in the Brazilian code, shear strength model in one-way slabs can lead to unsafe resistance predictions while the punching capacity model can lead to very conservative predictions. From the analysis, it is concluded that considering the reduction of the shear force, in the case of loads distributed in small areas close to the support in slabs, and the use of more suitable procedures to define the effective width, it is possible to improve the level of accuracy of relations between experimental and theoretical values, but this still leads to high percentages of unsafe predictions of resistance (> 40%).

Keywords: shear strength, slabs without transverse reinforcement, concentrated load, load close to support.

Resumo

A solicitação por cargas parcialmente distribuídas em lajes sem armadura transversal, frequente em tabuleiros de pontes, resulta na propagção horizontal da força cortante em direção aos apoios, situação na qual nem toda a largura da laje é mobilizada. Por esta razão, os modelos de resistência à força cortante de vigas e de resistência à punção em lajes podem não se adequar ao tratamento do problema. Uma vez que este ainda é um tema pouco discutido na literatura nacional, o artigo tem por objetivo apresentar contribuições à análise deste tipo de problema com enfoque no nível de precisão dos modelos de cálculo de resistência à força cortante preconizados pela ABNT NBR 6118:2014. Para isto aplicaram-se os modelos disponíveis na norma brasileira a uma base de dados experimentais com 118 resultados de ensaios e compararam-se os resultados obtidos pelo código brasileiro e europeu. Os resultados demonstraram que, na forma como disposta, as formulações brasileiras de resistência à força cortante em lajes unidirecionais podem conduzir a previsões inseguras de resistência e que a formulação de resistência à punção pode conduzir a previsões excessivamente conservadoras. Das análises realizadas conclui-se que com a consideração de redução da força cortante solicitante, no caso de cargas distribuídas em pequenas áreas próximas do apoio em lajes, e utilização de procedimentos mais apropriados de definição da largura colaborante é possível melhorar a correlação entre valores experimentais e teóricos, mas ainda resulta em percentuais elevados de previsões inseguras de resistência (>40%).

Palavras-chave: resistência à força cortante, lajes sem armadura transversal, carga parcialmente distribuída, carga próxima do apoio.

^a Department of Structural Engineering, School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

Received: 12 Jun 2018 • Accepted: 11 Aug 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introdução

A resistência à força cortante em elementos de concreto armado sem armadura transversal geralmente é analisada sob duas óticas: (i) cisalhamento unidirecional ou de vigas e (ii) cisalhamento bidirecional ou punção (Figura 1a). Entretanto, no caso de cargas parcialmente distribuídas em pequenas áreas na proximidade dos apoios nem toda a largura da laje é mobilizada. Neste tipo de solicitação a carga se propaga horizontalmente em direção ao apoio, motivo pelo qual a ruptura assoaciada a este tipo de solicitação geralmente ocorre com fissuras inclinadas em relação ao eixo principal das lajes (Figura 1b). Por esta razão têm-se associado este problema a uma zona de transição entre os modelos de resistência à força cortante unidirecionais



Figura 1

a) Modo de falha de lajes por cisalhamento como vigas e por punção, b) Modo de falha como viga larga e c) Mecanismos usuais de resistência à força cortante (fissuras paralelas ao apoio) e os modelos de resistência à punção (fissuras radiais) [1].

A análise de resistência à força cortante em lajes sem armadura transversal tem sido largamente estudada nas últimas décadas dada a complexidade dos mecanismos envolvidos e a dificuldade de formalizar um modelo universalmente aceito no meio científico para quantificar a influência destes mecanismos, como a (i) resistência do concreto no banzo comprimido V_c, (ii) resistência a tração residual na região de menor abertura das fissuras V_{res}, (iii) engrenamento dos agregados na superfície fissurada V_{ag}, (iv) efeito de pino da armadura longitudinal V_{dowel} e (v) efeito de arco na transferência da força cortante para o apoio V_{arc} [2,3] (Figura 1c).

Entretanto, na última década as análises envolvendo a resistência à força cortante em lajes sob cargas parcialmente distribuídas recebeu novo ímpeto. Isto deve-se, principalmente, a atualização dos códigos e mauais de projeto relativos às pontes que, devido aos avanços dos procedimento de cálculo e aumento do tráfego nas rodovias têm resultado em aumento das cargas de projeto e aumento no conservadorismo de alguns modelos de cálculo, respectivamente [4]. Os dois aspectos citados resultaram, por exemplo, em não atendimento nas avaliações de resistência à força cortante em cerca de 600 pontes na Holanda, o que levou à reavaliação dos procedimentos de cálculo empregados no país [5]. Uma vez que na maioria das estruturas citadas não foi identificado risco de colapso, concluiu-se que mecanismos adicionais de resistência à força cortante estavam sendo mobilizados, como o efeito de arco já conhecido no caso de vigas, e que o modelo holandês de definição da largura colaborante precisava ser revisto.

Diversas pesquisas têm sido conduzidas ao redor do mundo na busca pela melhor compreensão da resistência à força cortante para o caso da carga parcialmente distribuída próxima dos apoios. Dentre os parâmetros investigados estão a influência dos tipos de armadura longitudinal (barras lisas ou nervuradas) e tipo de apoio (elastoméricos ou rígidos) [6] e a relação de tensões axiais com a resistência à força cortante das lajes [7]. Em outros estudos têm sido investigada a influência na resistência à força cortante e na distribuição de reações ao longo do apoio de parâmetros como a localização da carga, presença de dutos e ações repetidas (fadiga) nas lajes em balanço [1,8], além do grau de restrição ao giro nos apoios e sistema estático [9,10]. Em todas estas pesquisas foram conduzidas avaliações do código europeu ou americano a respeito do nível de previsão dos resultados. Entretanto, este tipo de solicitação, por cargas parcialmente distribuídas próximas do apoio em lajes, ainda é um tema pouco estudado no Brasil, motivo pelo qual não se encontraram pesquisas a respeito do nível de precisão dos procedimentos de cálculo previstos na ABNT NBR 6118:2014 [11]. O desenvolvimento de modelos numéricos refinados, incorporando as não-linearidades físicas e geométricas dos materiais, possibilitou a investigação mais aprofundada de problemas envolvendo a resistência à força cortante [12], mas devido a sua complexidade ainda possuem aplicação limitada à prática profissional em escritórios de engenharia. Por esta razão, ainda se destacam os desenvolvimentos de modelos analíticos que tentam fornecer previsões mais precisas da resistência à força cortante por meio de uma fundamentação teórica consistente e de aplicação acessível na prática de projeto.

Desta forma, o texto tem por objetivo apresentar uma avaliação da norma brasileira no que diz respeito às possíveis abordagens para este tipo de solicitação, em lajes de concreto armado sem armadura transversal, e discutir aspectos relativos aos outros códigos que possam ser implementados no código brasileiro com o intuito de torná-lo mais consistente na abordagem deste tipo de problema. Com esta finalidade foi utilizada uma base de dados experimentais com 118 resultados de ensaios, já avaliada à luz do código europeu [13], e aplicados os modelos de cálculo previstos na ABNT NBR 6118:2014 [11], tanto em termos de verificação da resistência em lajes unidirecionais ou elementos lineares, quanto em termos da verificação da resistência à punção.

2. Abordagens de resistência à força cortante segundo a ABNT NBR 6118:2014

Os códigos de projeto, em sua maioria, apresentam formulações de resistência à força cortante unidirecional baseadas em ensaios de vigas esbeltas, levemente armadas e carregadas em quatro pontos, enquanto que as formulações de resistência à punção são baseadas em ensaios de modelos axi-simétricos carregados no centro [3]. Desta forma, observa-se que os experimentos a partir dos quais foram formuladas as teorias de resistência à força cortante em lajes não são devidamente adequadas ao tratamento de solicitações particulares, como o da carga parcialmente distribuída próxima do apoio.

A ABNT NBR 6118:2014 [11] trata da resistência à força cortante sob duas óticas: (i) verificação da resistência em lajes ou elementos lineares e (ii) verificação da resistência em perímetro crítico na punção. Neste item são apresentadas as equações e recomendações para verificação da resistência à força cortante segundo a norma brasileira e discutidas adequações para aplicação dos modelos de cálculo ao caso de solicitação estudado.

2.1 Modelo unidirecional de lajes

A resistência à força cortante $V_{Rd,6118}$ em faixas de lajes de concreto armado sem armadura transversal é determinada segundo o item 19.4.1 da ABNT NBR 6118:2014 [11] através da formulação:

| $V_{\text{Rd} 6118} = [\tau_{\text{Rd}} \cdot k \cdot ($ | $(1,2 + 40 \cdot \rho_{\rm I}) + 0,15 \cdot \sigma_{\rm CD} \cdot b_{\rm W} \cdot d$ | (2.1) |
|--|--|-------|
|--|--|-------|

$$\tau_{\rm Rd} = 0.25 \cdot f_{\rm ctd}$$
 (2.2)

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$
(2.3)

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$
(2.4)

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0.3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} & p/\text{ concretos até a classe C50 (} f_{ck} \text{ em MPa}) \\ 2.12 \cdot \ln(1 + 0.11 \cdot f_{ck}) & p/\text{ concretos na faixa de classes C55-C90} \end{cases}$$
(2.5)

$$\rho_{\rm I} = A_{\rm SI} / (b_w \cdot d) \tag{2.6}$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$$
(2.7)



Figura 2

Comprimento de ancoragem necessário (Fonte: ABNT NBR 6118:2014 [11])

Onde k é um coeficiente que depende da taxa de armadura longitudinal que chega aos apoios (para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio: k=|1|; e para os demais casos: k=|1,6--d|≥1, com d em metros); τ_{Rd} é a tensão de cisalhamento resistente de cálculo do concreto; A_{sl} é a área da armadura de tração que se estende até não menos que d+l_{b,nec} definido no item 9.4.2.5 do referido código e na Figura 2; b_w é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d; N_{Sd} é a força longitudinal na seção devido à protensão ou ação térmica (a compressão é considerada com sinal positivo).

Para comparação entre os valores previstos pelos modelos analíticos e os resultados experimentais de resistência à força cortante as seguintes considerações foram assumidas: (i) são usadas as propriedades medidas dos materiais, (ii) todos os coeficientes de ponderação foram considerados iguais a 1 e (iii) a largura colaborante foi definida segundo a Figura 3. A Figura 3a representa a prática holandesa de definição da largura colaborante [14] através da propagação horizontal da carga a partir de seu centro de aplicação em direção ao apoio em ângulo de 45°. Na Figura 3b apresenta-se a prática francesa de propagação horizontal da força cortante [15] através do espraiamento horizontal da carga a partir da face mais afastada do apoio e levando em consideração a largura da área de aplicação da carga. Na Figura 3c apresenta-se o modelo proposto no Model Code 2010 [16].

Na versão atual da ABNT NBR 6118 [11] não se dispõe de orientações para a definição da largura colaborante na resistência à força cortante, no caso de cargas parcialmente distribuídas em pequenas áreas. Na prática de projetos, principalmente no caso



Figura 3

Definição da largura colaborante/efetiva na resistência à força cortante segundo: a) Método holandês (b_{ef1}) [14]; b) Método francês (b_{ef2}) [15] e c) Model Code 2010 [16]



Figura 4

Definição da largura efetiva segundo a ABNT NBR 6118:1980 [17]: a) Vista superior e b) Vista em corte

de tabuleiros de pontes, tem sido difundida a definição de uma faixa de viga a partir da propagação vertical da força cortante até o plano médio da laje em ângulo de 45°, conforme preconizado na ABNT NBR 6118:1980 [17], com a definição da largura efetiva na resistência à força cortante de acordo com relações entre as dimensões da área de aplicação da carga e da área da laje [17] (Figura 4).

2.1.1 Efeito do engrenamento dos agregados

De forma geral, o engrenamento dos agregados é diretamente influenciado pelo tipo de agregado e pela resistência do concreto. Em agregados leves e concretos de alta resistência as fissuras se desenvolvem preferencialmente através das partículas de agregado, o que tende a produzir superfícies fissuradas de menor rugosidade. O efeito da fratura dos agregados é tratado explicitamente na formulação do Model Code 2010 [16] através do fator $\mathbf{k}_{_{da}}$ presente na definição do $\mathbf{k}_{_{V}}$ para o nível II de aproximação. No referido código o efeito da fratura do agregado é levado em consideração assumindo d_a=0 para concretos de resistência superior a 70 MPa. A Figura 5a apresenta a resistência à força cortante como função da resistência do concreto de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 (11), Eurocode 2 [18], Model Code 2010 [16] e formulação simplificada do ACI 318-14 [19] (exemplo adaptado de Yang et al. [20] com d=460mm, $\rho_{\rm i}$ =1,75% e ε_ν=0,00125).

Yang et al. [20] alertam, porém, que a forma utilizada pelo Model Code 2010 [16] insere uma descontinuidade na relação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência ao cisalhamento (Figura 5a), que provoca uma redução abrupta da resistência à força cortante (> 40%) quando a resistência do concreto atinge 70 MPa. O efeito do engrenamento dos agregados não é tratado explicitamente nas demais formulações como o Eurocode 2 [18], ACI 318-14 [19] e ABNT NBR 6118:2014 [11]. Consequentemente, a resistência à força cortante calculada nestes modelos aumenta continuamente com a resistência do concreto, o que não acontece com as observações experimentais em concretos de resistência superiores a 65 MPa. Como observa-se na Figura 5a, além de não considerar a redução da resistência à força cortante no caso de concretos de alta resistência decorrente da redução do engrenamento dos agregados, o modelo da ABNT NBR 6118:2014 [11] considera uma taxa de crescimento da resistência à força cortante maior que os demais códigos.

2.1.2 Efeito da taxa de armadura longitudinal

A Figura 5b apresenta o efeito da taxa de armadura longitudinal na resistência a força cortante por diferentes modelos. Como nesta análise não foi avaliado o estado de solicitações do elemento, comparou-se o código brasileiro aos modelos simplificados de cálculo do ACI 318:2014 [19] (ACI-S) e Model Code 2010 [16] no nível I de aproximação (MC(I)). Observa-se que, enquanto os códigos brasileiro e europeu consideram o aumento progressivo da resistência à força cortante com o aumento da taxa de armadura longitudinal, o ACI 318-S e MC(I), de forma conservadora, desconsideram eventuais ganhos de resistência por melhoria no efeito de pino.

2.1.3 Efeito de escala

As Figura 5c e Figura 5d apresentam o efeito da espessura (escala) dos elementos na previsão da resistência à força cortante de uma faixa de laje (f_c =30MPa, ρ_i =1,75% e b=1 m) por diferentes

modelos. Observa-se que o modelo simplificado do ACI 318:2014 [19], por não incorporar parâmetros para o efeito de escala, conduz a valores superestimados de resistência à força cortante em elementos de espessuras elevadas. Entretanto, como em lajes as espessuras são geralmente bem inferiores às de vigas, o modelo americano ainda é largamente utilizado. No modelo da ABNT NBR 6118:2014 [11] e do Eurocode 2 [18] o efeito de escala é tratado na formulação pelo parâmetro k, enquanto que no Model Code 2010 (Nível II de aproximação) [16] o efeito de escala é levado em consideração pelo uso do fator $k_{\nu(ll)}$ do respectivo modelo.

Observa-se que no modelo da ABNT NBR 6118:2014 [11] o efeito de escala que reduz a tensão de cisalhamento resistente do concreto deixa de ser considerado para espessuras maiores que 60 cm, com um patamar horizontal a partir deste valor. No caso do Eurocode 2 [18] observa-se que o efeito de escala passa a ser considerado apenas a partir de espessuras maiores que 20 cm.



Figura 5

Efeito na resistência à força cortante (segundo a abordagem de lajes unidirecionais) de parâmetros como: a) Resistência à compressão do concreto, b) Taxa de armadura longitudinal e c) e d) Espessura dos elementos



Figura 6

Influência da relação a/d na resistência à força cortante (Fonte: Adaptado de Muttoni e Fernandez Ruiz [23])

2.1.4 Efeito da relação vão de cisalhamento - altura útil (a/d)

A relação a/d, onde "a" é distância centro à centro entre carga e apoio e "d" é a altura útil do elemento, influi diretamente nos principais mecanismos de resistência à força cortante mobilizados (V_c, V_{ag}, V_{dowel} e V_{res}) e no efeito de arco [21,22]. Muttoni e Fernandez Ruiz [23] explicam que existem basicamente 4 regimes de falha por força cortante envolvendo a relação a/d (Figura 6): (i) para relações a/d ≤ 1 a resistência à força cortante é governada pelo escoamento da armadura, uma vez que as fissuras de cisalhamento/flexão não interceptam as bielas de compressão; (ii) para relações de aproximadamente 1< a/d < 2,5~3 o efeito de arco é dominante, pois as fissuras de cisalhamento começam a interceptar a biela de compressão; (iii) para elementos com relações 2,5~3,0 < a/d < 8~13 a falha é governada pelo engrenamento do agregado e (iv) para relações muito esbeltas ou a/d > 8~13 a falha volta a ser governada pelo escoamento da armadura. Na Figura 6, $V_{_{\rm r}}\,\acute{\rm e}$ a resistência à força cortante e $V_{_{\rm plast}}\,\acute{\rm e}$ a resistência da seção pelos mecanismos de flexão.

No item 17.4.1.2.1 da ABNT NBR 6118:2014 [11] é considerada a possibilidade de redução da força cortante solicitante no caso de cargas concentradas próximas do apoio em vigas, refletindo o conhecimento sobre a transferência direta de parte da carga através de mecanismos de bielas de compressão e efeito de arco até relações a/d < 2,5, sendo "a" a distância entre eixos da carga e do apoio e "d" a altura útil da viga. No código brasileiro [11] permite-se a redução da força cortante solicitante para cargas situadas à distâncias a ≤ 2d do eixo teórico do apoio através da multiplicação da força cortante solicitante pela relação a/2d. Entretanto, o código brasileiro não apresenta disposições acerca do mesmo efeito para o caso de lajes, sendo este procedimento já admitido no código europeu [18] e no Model Code 2010 [16]. No código europeu [18] permite-se a redução da força cortante solicitante para membros com cargas aplicadas à uma distância $0.5 \le a_{..} \le 2d$ da borda do apoio (ou centro de rolamentos quando rótulas são utilizadas), sendo $a_{_v}$ a distância entre faces de apoio e carga, pela multiplicação da força cortante solicitante $V_{_{Ed}}$ pelo coeficiente:

$$\beta_{FC} = a_V / 2d, (0,25 \le \beta_{FC} \le 1)$$
 (2.8)

No caso do Model Code 2010 admite-se o mesmo procedimento, mas com 0,5 ≤ β_{MC} ≤1. Nos desenvolvimentos posteriores será avaliado o efeito da consideração do coeficiente β_{EC} europeu no nível de precisão do código brasileiro.

2.2 Modelo de punção

O modelo de dimensionamento de lajes à punção é apresentado no item 19.5.1 da ABNT NBR 6118:2014 [11] e trata da verificação da resistência ao cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de forças concentradas ou distribuídas em pequenas áreas. Na primeira superfície crítica (contorno C da Figura 7a), do pilar ou da carga parcialmente distribuída, deve ser avaliada a tensão de cisalhamento τ_{sd} indiretamente por meio da verificação da resistência à compressão diagonal do concreto τ_{Rd2} . Na segunda superfície crítica (contorno C' da Figura 7a), afastada 2d do pilar ou da carga parcialmente distribuída, deve ser verificação da resistência à compressão diagonal do concreto τ_{Rd2} . Na segunda superfície crítica (contorno C' da Figura 7a), afastada 2d do pilar ou da carga parcialmente distribuída, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal τ_{Rd1} . Essa verificação pode ser feita através do cálculo de uma tensão de cisalhamento no contorno C'.

$$\tau_{Sd} \le \tau_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_V \cdot f_{cd}$$
 (contorno C) (2.9)

$$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$$
; com f_{ck} em MPa (2.10)

$$r_{Sd} \le \tau_{Rd1} = 0.18 / \gamma_c \cdot (1 + \sqrt{20/d}) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.10 \cdot \sigma_{cp} \text{ (contorno C')}$$
 (2.11)

$$\rho = \sqrt{\rho_{\rm l} \cdot \rho_{\rm t}} \tag{2.12}$$

$$d = (d_{|}+d_{t})$$
(2.13)

Onde d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico

considerado em centímetros; ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada segunda a ABNT NBR 6118:2014 [11]; $\rho_{\rm l}$ e $\rho_{\rm t}$ são as taxas de armadura nas duas direções da laje. No caso da Figura 7b destaca-se a necessidade de redução do perímetro considerado devido a carga posicionada junto à borda. Procedimento análogo deve ser utilizado em situações onde a carga não margeia a borda, mas se situa próxima desta.

A definição da tensão solicitante nas superfícies críticas depende, principalmente, da posição da área carregada em relação à laje e do efeito de momento da laje em relação à área carregada. Sobre isto pode-se aproximar o caso de cargas parcialmente distribuídas na proximidade dos apoios ao caso de pilares internos com efeito de momento previsto na ABNT NBR 6118:2014 [11]. Desta forma, a tensão solicitante no perímetro crítico resulta:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{Sd}}{W_{p} \cdot d}$$
(2.14)

Onde $M_{sd}=F_{sd}\cdot e_{F'}$ sendo e_{F} um termo que pode ser determinado aproximadamente pela excentricidade entre o centro da região carregada e o centro de gravidade da área interna ao perímetro crítico. Para estimativa mais precisa de e_{F} deveria ser realizada uma análise não linear [13]. Desta forma pode-se reescrever a equação (2.14) como:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} \cdot \left(1 + \frac{K \cdot e_F \cdot u}{W_p} \right)$$
(2.15)

Onde o termo 1+K·e_p·u/W_p equivale ao parâmetro $\beta_{\text{eccentricity}}$ definido no item 6.4.3 do Eurocode 2 [18] (associado à excentricidade da carga em relação ao perímetro crítico e não à relação a,/2d). Em ambas as formulações K é um coeficiente dependente da razão entre as dimensões C₁ e C₂ da coluna ou da carga, sendo o seu valor função da proporção de momento desbalanceado transmitido por cisalhamento desigual/irregular e por momento e torção

(Figura 8a). Nesta formulação W_p corresponde ao módulo de resistência plástica no perímetro crítico e é função da distribuição de força cortante como ilustrado na Figura 8b.

Para uma carga parcialmente distribuída em área retangular o módulo de resistência plástica W_{p} é determinado pela relação:

$$W_{p} = \frac{C_{1}^{2}}{2} + C_{1} \cdot C_{2} + 4 \cdot C_{2} \cdot d + 16 \cdot d^{2} + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot C_{1}$$
(2.16)

Entretanto, no caso de cargas parcialmente distribuídas próximas do apoio, a distância original 2*d* é substituída pela distância reduzida a_v [13], que representa a distância entre faces da carga e do apoio, resultando na relação:

$$W_{p} = \frac{c_{1}^{2}}{2} + c_{1} \cdot c_{2} + 2 \cdot a_{v} \cdot c_{2} + 4 \cdot a_{v}^{2} + \pi \cdot a_{v} \cdot c_{1}$$
(2.17)

A única diferença significativa entre os modelos de punção da norma brasileira e europeia é a consideração de uma resistência ao cisalhamento mínima nesta última, sendo a abordagem brasileira mais conservadora neste sentido. A comparação entre os resultados medidos experimentalmente e calculados pelo modelo de punção da ABNT NBR 6118:2014 [11] considera as seguintes simplificações: (i) são usadas as propriedades dos materiais medidos; (ii) todos os fatores se segurança parciais são iguais a 1; (iii) o mínimo comprimento do perímetro foi utilizado e (iv) peso próprio não foi levado em consideração.

3. Base de dados

A base de dados utilizada foi a apresentada por Lantsoght et al. [13], que contempla os trabalhos de Reissen e Hegger [9,10], Regan [24], Sherwood et al. [25], Vaz Rodrigues et al. [26], Jäguer [27], Jäguer [28,29], Graf [30], Richard e Kluge [31], Diaz de Cossio et al. [32], Rajagopalan e Fergusson [33], Aster e Koch [34], Heger e McGrath [35], Cullington et al. [36], Coin e Thonier [37], Olonisakin e Alexander [38], Rombach e Latte [39,40].



Figura 7

a) Definição do perímetro crítico em regiões distantes de bordas livres e b) Regiões próximas de bordas livres (Fonte: ABNT NBR 6118:2014 [11])

A base de dados apresentada por Lantsoght et al. [13] reúne um total de 215 experimentos da literatura. Entretanto, somente 22 experimentos em lajes com cargas próximas do apoio (b_{laje}>b_{eff2} e a/d<2,5 – caso de maior interesse nas lajes de pontes) estão disponíveis nesta base de dados, a maioria dos quais foi executada em experimentos de espessura reduzida (h≤150 mm). Lantsoght et al. [13] explica que pontes integrais de lajes sólidas geralmente tem espessura do tabuleiro h≥300 mm, de modo que os resultados disponíveis na literatura são influenciados pelo efeito de escala dos experimentos. O efeito de escala refere-se à observação experimental de menores tensões de cisalhamento resistentes em elementos de maior espessura [41].

Lantsoght et al. [13] comenta ainda que muitos dos experimen-

tos reportados na literatura apresentam uma combinação de modos de falha envolvendo o cisalhamento unidirecional e/ou punção com flexão. No intuito de eliminar os experimentos que podem ter falhado em flexão estes foram avaliados através do diagrama de tensões retangular simplificado para o momento fletor atuante. Nesta análise, o braço de alavanca z foi assumido como 0,9·d₁ e a altura do diagrama retangular de tensões foi adotado como 0,2·d₁. Com base nessas análises a base de dados foi reduzida a um total de 118 experimentos, dos quais 87 foram reportados falharem como vigas largas (wide beam – WB) e 21 experimentos reportados falhando por punção (P) [13]. Procedimento análogo foi aplicado aos demais resultados experimentais incorporados ao estudo. Como os experimentos de Graf [30] apresentaram cargas muito próximas



Figura 8

a) Distribuição de força cortante devido ao momento desbalanceado em uma ligação laje-pilar (adaptado do Eurocode 2 [18]), b) Seção transversal de uma ponte carregada e c) Exemplo de determinação da excentricidade entre a área carregada e o perímetro crítico na punção do apoio, que resultaram em distâncias a_v≤0 em algumas situações, estes foram descartados nas análises posteriores.

4. Resultados e discussões

4.1 Modelo de cisalhamento unidirecional

4.1.1 Efeito do modelo de largura colaborante e coeficiente β_{FC}

A Figura 9 apresenta os resultados gráficos da aplicação do modelo de previsão de resistência à força cortante em lajes e elementos lineares com b_w≥5d preconizado pela ABNT NBR 6118:2014 [11] à base de dados da pesquisa. Nas Figura 9a e Figura 9b considerou-se o método holandês para definição da largura colaborante (b_{eff1}). Nas Figura 9c e Figura 9d considerou-se o método francês para definição da largura efetiva (b_{eff2}). A Figura 9 apresenta ainda os resultados considerando o fator β_{EC} (Figura 9b e Figura 9d) ou não considerando este fator (Figura 9a e Figura 9c) para a redução da força cortante solicitante no caso de cargas distribuídas em pequenas áreas próximas do apoio. A Tabela 1 apresenta as medidas de dispersão entre os valores experimentais e calculados de resistência à força cortante (V_{exp}/V_{NBR} ou $V_{exp,red}/V_{NBR}$).

Da Figura 9 observa-se que a consideração do fator $\beta_{\rm EC}$ melhorou o coeficiente de correlação R² da regressão linear entre os valores experimentais e calculados de 0,499 para 0,628 com a abordagem holandesa e de 0,666 para 0,770 com a abordagem francesa de definição da largura colaborante. Entre as diferentes abordagens de definição da largura colaborante observou-se que a francesa b_{eff2} proporcionou melhores correlações entre valores experimentais e calculados (R² = 0,77) comparada à abordagem holandesa b_{eff1} (R² = 0,63). Entretanto, embora o nível de correlação tenha melhorado ao se considerar b_{eff2} e o coeficiente $\beta_{\rm EC}$, o percentual de



Figura 9

Resultados experimentais de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 [11] a) Sem β_{EC} e com b_{eff1} ; b) Com β_{EC} e b_{eff2} ; c) Sem β_{EC} e b_{eff2} e d) Com β_{EC} e b_{eff2}

Tabela 1

Comparação de resultados utilizando a ABNT NBR 6118 [11]

| | V _{exp} /V _{NBR,beff1} | V _{exp,red} /V _{NBR,beff1} | V _{exp} /V _{NBR,beff2} | $V_{exp,red}/V_{NBR,beff2}$ |
|---|--|--|--|-----------------------------|
| μ | 2,00 | 1,37 | 1,34 | 1,02 |
| σ | 2,50 | 0,79 | 1,06 | 0,30 |
| ν | 124,5% | 57,7% | 78,9% | 29,7% |

 μ = valor médio; σ = desvio padrão; ν = coeficiente de variação.

falhas do modelo (V_{exp,red}<V_{NBR}) com estes procedimentos resultou bastante elevado (58% na Figura 9d), ilustrado pelo maior número de pontos à direita da linha à 45° nas Figura 9b e Figura 9d e também pelo coeficiente angular da equação de regressão linear mais distante do unitário nestes casos. Portanto, pode-se afirmar que a não consideração do coeficiente β_{EC} e utilização da abordagem ho-

landesa para definição da largura colaborante tende a ser mais conservadora, embora também tenha resultado em elevado percentual de previsões inseguras (43%).

Da Tabela 1 observa-se numericamente que o valor médio (µ) da relação V_{exp}<V_{NBR} utilizando a abordagem holandesa de definição da largura colaborante (b_{eff1}) passou de 2,00 para 1,37 ao se



Figura 10

Relação V_{exp}/V_{cal} obtido com a ABNT NBR 6118:2014 de acordo com: a) Resistência à compressão do concreto f_c ; b) Relação a_v/d_l ; c) Taxa de armadura longitudinal ρ_l e d) Altura útil d_l

considerar a redução da força cortante solicitante (β_{EC}) no caso de cargas distribuídas em pequenas áreas próximas do apoio, com redução também significativa do coeficiente de variação (v), que passou de 124,5% para 57,7%. Estes valores de dispersão, bastante elevados, foram reduzidos significativamente com a abordagem francesa de definição da largura colaborante (b_{eff2}), com o valor médio da relação $V_{exp,red}/V_{NBR,beff2}$ assumindo valor médio de 1,02 e com o coeficiente de variação de aproximadamente 30%.

4.1.2 Efeito de parâmetros específicos

Devido à complexidade envolvida na resistência à força cortante pelos diversos mecanismos de resistência mobilizados em elementos de concreto armado é comum analisar o nível de precisão dos modelos de cálculo de acordo com parâmetros específicos. Uma vez que o melhor nível de precisão obtido com a ABNT NBR 6118:2014 [11] foi considerando a largura efetiva definida segundo o método francês (b_{eff2}) e usando o coeficiente de redução da carga solicitante $\beta_{\rm EC}$, estas considerações foram utilizadas nas análises posteriores apresentadas na Figura 10.

Da Figura 10a observa-se que o procedimento da norma tende a ser mais conservador para as menores faixas de resistências de concreto, com a relação $V_{\text{exp,red}}/V_{\text{NBR}}$ assumindo μ =1,11 e v=28% para f_<40MPa e μ =0,89 e v=26% para f_<40MPa. Na Figura 10b observa-se uma leve tendência de maior conservadorismo do código brasileiro para menores relações a/d_i e previsões inseguras para relações a/d_i>3, indicando que talvez os modelos de punção se adequem melhor no caso de cargas mais afastadas do apoio. Na Figura 10c observa-se que maior nível de dispersão é atingido para menores taxas geométricas de armadura, com a relação $V_{\text{exp,red}}/V_{\text{NBR,beff2}}$ assumindo μ =1,04 e v=30% para ρ_{i} < 1,4% e μ =0,91 e v=17,5% para ρ_{i} > 1,4%.

Na Figura 10d observa-se que o maior nível de dispersão dos resultados está associado aos elementos com menor altura útil, indicando uma forte influência do efeito de escala nos resultados.

4.1.3 Modo de falha

Nestas análises optou-se por excluir os experimentos que apresentaram modo de falha intermediário entre a punção (P) e vigas largas (wide beam-WB) ou experimentos sem modo de falha descritos nas referências. A Figura 11a mostra que a aplicação do modelo de lajes unidirecionais com a definição de uma largura colaborante se adequa bem ao caso de rupturas por punção na proximidade dos apoios, mas este resultado pode ter sido influenciado pelo número reduzido de experimentos falhando por punção. Na análise dos elementos que falharam por punção a relação $V_{exp,red}/V_{NBR,beff2}$ assumiu µ=1,42 e v=26,57%. Na Figura 11b, modelo de lajes unidirecionais aplicados a experimentos falhando como vigas largas (WB), observou-se um grande número de experimentos com resultados contrários a segurança. Neste caso a relação $V_{exp,red}/V_{NBR,beff2}$ resultou em µ=0,92 e v=20,29%.

4.1.4 Posição da carga

A Figura 12 apresenta o nível de precisão dos resultados de acordo com o modelo de definição da largura colaborante combinado à tipologia da solicitação: cargas próximas de apoio com continuidade (AC), ou seja, influenciados pelo momento negativo; cargas próximas de apoio simples (AS) e cargas próximas do apoio de lajes em balanço (B), com tendência à grande influência da fissura de flexão na resistência à força cortante neste último caso.

A Figura 12a ilustra o elevado nível de dispersão dos resultados não considerando o coeficiente β_{EC} (para a redução da força



Figura 11

Avaliação do modelo de acordo com o modo de falha no experimento: a) Punção (P); b) Viga larga (WB)

Shear strength analysis of slabs without transverse reinforcement under concentrated loads according to ABNT NBR 6118:2014



Figura 12

Efeito da tipologia da solicitação nos casos de: a) Não consideração do fator β_{EC} e b_{eff1} e b) Com o fator β_{EC} e b_{eff2}

cortante solicitante) e usando o modelo holandês de definição da largura colaborante (b_{eff1}) com previsões muito conservadoras da resistência à força cortante em alguns casos. Na Figura 12b observa-se um menor nível de dispersão comparado à Figura 12a, permitindo identificar com maior clareza a influência da posição da carga no nível de precisão do modelo. Na Figura 12a e Figura 12b observou-se que a formulação apresenta menor nível de dispersão para o caso de regiões em balanço, com a relação V_{exp.red}/V_{NBR,beff2} apresentando μ =0,92 e v=32,04%, mas com um número elevado de falhas no modelo. Um grande número de falha do modelo também foi observado no caso de cargas próximas de

apoio simples (µ=1,02 e v=27,44%). No caso de cargas próximas de apoios com continuidade observou-se a ausência de falhas do modelo, sendo apenas discutível o nível de precisão dos resultados, que apresentou relação V_{exp.red}/V_{NBR.beff2} com µ=1,62 e 23,82%.

4.2 Modelo de cisalhamento bi-direcional (punção)

4.2.1 Redução da força cortante próxima do apoio (β_{EC})

A Figura 13 apresenta o efeito da consideração do coeficiente $\beta_{\text{EC}},$ para redução da tensão de cisalhamento solicitante no



Figura 13

Avaliação do modelo de resistência à punção de acordo com a formulação da ABNT NBR 6118:2014 ($\gamma_c = 1$) a) Sem o coeficiente β_{EC} e b) Com o coeficiente β_{EC}



Figura 14

Avaliação do modelo de resistência à punção de acordo com o modo de falha dos modelos experimentais (γ_c = 1): a) Viga Larga (Wide beam-WB); b) Punção (P)

perímetro crítico de punção, no caso de cargas parcialmente distribuídas na proximidade do apoio ($a_v \le 2d$) devido a transferência direta de parcela da carga em direção ao apoio por mecanismos de biela ou efeito de arco. Embora esta seja uma prática comum nas análises de resistência à força cortante unidirecional, poucos são os estudos associados à esta prática no caso de verificação da resistência à punção.

Na Figura 13 observa-se que o coeficiente β_{EC} melhorou significativamente o nível de acurácia e precisão do modelo de punção segundo a base de dados analisada, com a relação $\tau_{exp}/\tau_{R,NBR}$ passando de um valor médio μ =1,34 para μ =1,04 e acompanhado de redução do coeficiente de variação de v=79,08% para v=37,10%. Entretanto, como o número de previsões de resistência maiores que a experimental foi elevada, talvez a análise de resistência à punção não seja a mais adequada no caso de lajes sujeitas às cargas parcialmente distribuídas próximas do apoio. Como este resultado pode ter sido influenciado pelo pequeno número de experimentos que falharam efetivamente por punção (18/118), no próximo item foi apresentada análise mais detalhada de acordo com o modo de falha dos modelos experimentais.

4.2.2 Modo de falha

A Figura 14 ilustra o nível de aproximação do modelo de punção preconizado pela ABNT NBR 6118:2014 aplicado aos elementos que falharam por punção (punching – P) e como vigas largas (wide beams – WB). Da Figura 14a observou-se que as previsões de resistência nos elementos que de fato falharam por punção foram mais conservadoras ($\tau_{exp,red}/\tau_{R,NBR}$ com μ =1,30 e v=31,42%) comparadas aos elementos que falharam como vigas largas ($\tau_{exp,red}/\tau_{R,NBR}$ com μ =0,99 e v=38,81%). Da Figura 14a observou-se ainda que, considerando ou não o coeficiente β_{EC} , a aplicação do modelo de resistência à punção aos elementos que falharam como vigas largas foi bastante crítica, com um percentual de previsões inseguras ($\tau_{exp,red}/\tau_{R,NBR}$ tenha apresentando valor médio próximo do unitário (μ =0,99), o coeficiente de variação de 38,81% prejudicou

bastante a segurança da abordagem. Como no caso de cargas parcialmente distribuídas próximas do apoio o modo de falha mais frequente é o de vigas largas, a aplicação do modelo de punção nestes casos pode-se ser considerada insegura. Na Figura 14b mostrou-se que os elementos que falharam por punção apresentaram relação $\tau_{exp}/\tau_{R,NBR}$ mais próxima da unidade com a consideração do coeficiente β_{EC} , com o valor médio da relação reduzindo de μ =2,50 para μ =1,30. Além disso o coeficiente de variação, que mede a dispersão entre resultados experimentais e teóricos, também reduziu significativamente de v=63,26% para v=31,42%. Entretanto, vale lembrar que a ordem de grandeza desta dispersão é ainda é bastante elevada.

4.2.3 Efeito de parâmetros específicos

A Figura 15 apresenta a dispersão dos resultados da relação $\tau_{exp,ref}/\tau_{R,calc,NBR}$ levando em consideração o fator β_{EC} redutor da força solicitante na proximidade do apoio de acordo com a resistência à compressão do concreto f_c (Figura 15a), taxa de armadura longitudinal ρ_1 (Figura 15b), relação a_v/d₁ (Figura 15c) e altura útil da laje d₁ (Figura 15d).

Assim como no caso da abordagem com o modelo de lajes unidirecionais ou faixas de lajes, observou-se dificuldade na identificação de tendências de resultados de acordo com os parâmetros avaliados. No caso da Figura 15 isto foi ainda mais difícil, provavelmente pela dependência das características da laje nas duas direções. Em análises utilizando o valor médio d=(d_i+d_t)/2 e $\rho = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_t}$ também foi identificada dificuldade de análise. Da Figura 15 observou-se, assim, apenas uma tendência de menor dispersão dos resultados com o aumento da resistência a compressão do concreto (Figura 15a) e aumento da taxa de armadura longitudinal (Figura 15d), mas que podem ter sido influenciados pela redução do número de resultados experimentais nestas faixas de valores.

Na Figura 15 observa-se que o nível de dispersão das previsões de resistências com o modelo de punção para os mesmos parâmetros avaliados com o modelo unidirecional foi mais pronunciado.

Desta forma, não foi possível identificar com segurança tendências de comportamento no modelo de punção sem um maior refinamento dos dados.

4.2.4 Posição da carga

A Figura 16 apresenta o nível de precisão da relação $\tau_{exp,red}/\tau_{R,calc,NBR}$ de acordo com a tensão de cisalhamento estimada no perímetro crítico e com a posição da carga nas lajes. A Figura 16a mostra que

o modelo de punção fornece resultados mais conservadores para as solicitações mais elevadas, mas para tensões de cisalhamento no perímetro crítico menores que 0,7 MPa o modelo apresenta previsões contrárias a segurança.

Os resultados obtidos demonstraram que para cargas próximas do apoio em regiões de continuidade da laje a relação $\tau_{exp,red}/\tau_{R,calc,NBR}$ foi mais conservadora (µ=1,47 e v=13,65%) do que nos casos de cargas próximas do apoio de lajes em balanço (µ=0,92 e v=37,80%) e de lajes simplesmente apoiadas (µ=1,05 e v=37,64%).



Figura 15

 $\bar{\text{Relação }}\tau_{\text{exp}}/\tau_{\text{calc}}, \text{NBR } (\gamma_{\text{c}} = 1) \text{ de acordo com: a) Resistência do concreto } f_{\text{c}}; \text{ b) Taxa de armadura longitudinal } \rho_{\text{l}}; \text{ c) Relação } a_{\text{v}}/d_{\text{l}} \text{ e d) Altura útil } d_{\text{l}}$


Figura 16

Nível de aproximação do modelo de punção da ABNT NBR 6118:2014 ($\gamma_c = 1$) de acordo com sistema estático das lajes e a) tensão de cisalhamento no perímetro crítico e b) espessura das lajes

O mesmo comportamento entre tipologias de solicitação foi observado na Figura 16b, a qual ilustra o maior nível de dispersão dos resultados para cargas próximas de apoio simples (AS) e o menor nível de dispersão obtido nas lajes com continuidade no apoio (AC), mas desta vez de acordo com a espessura das lajes.

4.3 Resumo dos resultados

A Tabela 2 compara os resultados obtidos segundo as abordagens de resistência à força cortante em lajes unidirecionais e de verificação da resistência à punção disponíveis na ABNT NBR 6118:2014 [11] e Eurocode 2 [18]. Dentre os principais resultados, da Tabela 2 observa-se que a abordagem francesa (b_{eff2}) e a consideração da redução da força cortante com β_{EC} , para cargas distribuídas em pequenas áreas próximas do apoio, aumenta significativamente o nível de precisão do modelo unidirecional de cálculo de resistência a força cortante, tanto no código europeu quanto no brasileiro, reduzindo o coeficiente de variação dos resultados de V_{exp}/V_{NBR} de 124,5% para 29,76% e

com o valor médio da relação V_{exp}/V_{NBR} passando de 2,00 para 1,02. Entretanto, é discutível o ganho de precisão do modelo uma vez que, devido à grande variabilidade em termos do coeficiente de variação, o modelo resultou em um elevado número de previsões inseguras da resistência (58%), ou seja, com relações $V_{exp}/V_{calc,NBR}$ <1. No código Europeu, comparativamente, embora o valor médio da relação $V_{exp,red,EC}/V_{R,c.beffZ}$ tenha sido 1,35, o percentual de falhas do modelo com previsões inseguras da resistência à força cortante foi menor (19%).

Da Tabela 2 observa-se ainda a diferença de resultados de acordo com o modelo de resistência à força cortante dependendo do modo de ruptura experimental dos elementos. Por exemplo, aplicando-se o modelo brasileiro de resistência à força cortante unidirecional aos elementos que falharam por punção obteve-se relação V_{exp,red}/V_{NBR,beff2} mais conservadora (µ=1,42 e v=26,57%) e com menor percentual de falhas do que aplicando-se este aos elementos que falharam como vigas largas ou lajes unidirecionais (µ = 0.92 e v = 20.29%).

Tabela 2

Resultados obtidos com as abordagens de lajes unidirecionais e bidirecionais segundo a ABNT NBR 6118:2014 [11] e Eurocode 2 [18]

| | V _{exp} | V _{exp,red} | V _{exp,red} | V _{exp} | V _{exp,red} | V _{exp,red} | τ _{exp} | $\tau_{exp,red}$ | τ _{exp} | $\tau_{exp,red}$ |
|---|-------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------|------------------|
| | V _{NBR, beff1} | V _{EC,beff1} | V _{NBR,beff1} | V _{NBR,beff2} | V _{EC,beff2} | V _{NBR,beff2} | τ _{calc,NBR} | τ _{calc,NBR} | $\tau_{calc,EC}$ | $\tau_{calc,EC}$ |
| | | | | | Punção (P) | | | | | |
| μ | 5,13 | 3,32 | 2,54 | 2,64 | 1,82 | 1,42 | 2,50 | 1,30 | 1,75 | 1,06 |
| σ | 3,65 | 1,19 | 0,76 | 1,44 | 0,51 | 0,38 | 1,58 | 0,41 | 0,71 | 0,48 |
| ν | 71,09% | 35,74% | 30,01% | 54,61% | 28,21% | 26,57% | 63,26% | 31,42% | 40,92% | 45,13% |
| | | | | Viga larg | ja (wide be | am - WB) | | | | |
| μ | 1,31 | 1,38 | 1,04 | 1,07 | 1,23 | 0,92 | 1,12 | 0,99 | 1,12 | 1,04 |
| σ | 1,64 | 0,56 | 0,40 | 0,76 | 0,27 | 0,19 | 0,79 | 0,38 | 0,47 | 0,44 |
| ν | 125,8% | 40,08% | 38,25% | 71,11% | 22,09% | 20,29% | 69,91% | 38,81% | 41,87% | 42,57% |
| | | | | | Todos | | | | | |
| μ | 2,00 | 1,79 | 1,37 | 1,34 | 1,34 | 1,02 | 1,34 | 1,04 | 1,23 | 1,07 |
| σ | 2,50 | 1,05 | 0,79 | 1,06 | 0,40 | 0,30 | 1,06 | 0,39 | 0,56 | 0,45 |
| ν | 124,5% | 58,70% | 57,72% | 78,86% | 29,76% | 29,73% | 79,08% | 37,10% | 45,20% | 41,87% |

Em relação aos modelos de resistência à punção, observou-se Em relação aos modelos de resistência à punção, observou-se que a relação $\tau_{\text{exp}}/\tau_{\text{R,calc,NBR}}$ apresentou diferenças significativas de resultados com a consideração ou não do coeficiente $\beta_{\mbox{\tiny FC}},$ sobretudo nos elementos que falharam efetivamente por punção. Nestes casos, o valor médio da relação $\tau_{\rm exp}/\tau_{\rm R,calc,NBR}$ variou de 2,50 a 1,30 e o coeficiente de variação reduziu de 63,26% para 31,42%. Comparativamente, o modelo da norma europeia também melhorou a acurácia com a consideração do fator $\beta_{\text{EC}},$ mas o coeficiente de variação aumentou de 40.92% para 45,13% com $\beta_{\text{EC}}.$ No caso dos elementos que falharam como vigas largas, embora a relação $\tau_{\text{exp}}/\tau_{\text{R,calc,NBR}}\,$ tenha resultado próxima de 1 tanto com o modelo da norma brasileira quanto com o modelo europeu, o elevado coeficiente de variação e excesso de previsões de resistência contrárias à segurança indicaram que esta abordagem de verificação pode não ser a mais adequada.

5. Conclusões

O texto apresenta um estudo com enfoque na avaliação do nível de precisão da norma brasileira em relação às abordagens de resistência à força cortante no caso de cargas distribuídas em pequenas áreas próximas do apoio, comparando ao final os resultados com os fornecidos pela norma europeia correspondente. Do exposto pode-se concluir que:

- A norma brasileira, na forma como disposta atualmente, apresenta níveis insatisfatórios de precisão em relação à previsão de resistência à força cortante para o caso de cargas distribuídas em pequenas áreas próximas do apoio com a abordagem de lajes ou elementos lineares (V_{exp}/V_{NBR,beff1} com μ=2,00 e v=124,5% e V_{exp}/V_{NBR,beff2} com μ=1,34 e v=78,68%);
- A consideração da redução da força cortante no caso de solicitações por cargas distribuídas em pequenas áreas próximas do apoio pelo fator β_{EC}, preconizado pelo código europeu e presente de forma semelhante no procedimento brasileiro para o caso de vigas, assim como a utilização do procedimento francês de definição da largura colaborante, resultam em melhor nível de precisão em termos da relação V_{exp}/V_{NBR} (μ =1,02 e v =29,73%). Entretanto, devido ao grande número de previsões inseguras de resistência (58% de V_{exp}/V_{calc}<1) com este procedimento ainda é questionável sua incorporação na formulação preconizada pelo código brasileiro;</p>
- Em relação ao modelo brasileiro de resistência à punção, observou-se que a consideração de redução da força cortante no caso de cargas próximas do apoio melhorou significativamente a acurácia e dispersão da relação τ_{exp,red}/τ_{calc}, independente do modo de falha dos experimentos. Entretanto, em virtude do coeficiente de variação ainda elevado (>35%) e do grande número de previsões inseguras de resistência, a verificação da resistência à punção no caso de cargas parcialmente distribuídas próximas do apoio pode não ser a mais adequada na possibilidade de falha como viga larga.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de

Pessoal de Nível Superior (Capes) e Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo fomento à pesquisa.

7. Referências bibliográficas

- NATÁRIO, F., RUIZ, M. F., MUTTONI, A. Shear strength of RC slabs under concentrated loads near clamped linear supports. Engineering structures, 76, 2014, p. 10-23.
- [2] RUIZ, M.F, MUTTONI, A., SAGASETA, J. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects. Engineering Structures, v. 99, 2015, p. 360-372.
- [3] LANTSOGHT, E. O., VAN DER VEEN, C., WALRAVEN, J. C., DE BOER, A. Transition from one-way to two-way shear in slabs under concentrated loads. Magazine of Concrete Research, v.67, n.17, 2015, p. 909-922.
- [4] HUBER, P., KOLLEGGER, J. (2015) Shear behavior of existing bridges without and with a minimum amount of shear reinforcement. In: Concrete – Innovation and Design, fib Symposium, Copenhagen, 2015.
- [5] LANTSOGHT, E. O. L., VAN DER VEEN, C., WALRAVEN, J., DE BOER, A. Recommendations for the shear assessment of reinforced concrete slab bridges from experiments. Structural Engineering International, v.23, n.4, 2013, p. 418-426.
- [6] LANTSOGHT, E. O., VAN DER VEEN, C., WALRAVEN, J., DE BOER, A. Experimental investigation on shear capacity of reinforced concrete slabs with plain bars and slabs on elastomeric bearings. Engineering Structures, v. 103, 2015, p. 1-14.
- [7] BUI, T. T., NANA, W. S. A., ABOURI, S., LIMAM, A., TEDOL-DI, B., ROURE, T. Influence of uniaxial tension and compression on shear strength of concrete slabs without shear reinforcement under concentrated loads. Construction and Building Materials, v.146, 2017, p. 86-101.
- [8] NATÁRIO, F., RUIZ, M. F., MUTTONI, A. Experimental investigation on fatigue of concrete cantilever bridge deck slabs subjected to concentrated loads. Engineering structures, v.89, 2015, p.191-203.
- [9] REISSEN, K., HEGGER, J. Experimental investigations on the effective width for shear of single span bridge deck slabs. Beton- und Stahlbetonbau, v. 108, n. 2, 2013, p. 96-103 (in germany).
- [10] REISSEN, K., HEGGER, J. Experimental investigations on the shear-bearing behaviour of bridge deck cantilever slabs under wheel loads. Beton- und Stahlbetonbau, v. 108, 2013, p. 315-324 (in germany).
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [12] NANA, W. S. A., BUI, T. T., LIMAM, A., ABOURI, S. Experimental and numerical modelling of shear behaviour of full-scale RC slabs under concentrated loads. In Structures. v. 10, 2017, p. 96-116.
- [13] LANTSOGHT, E. O., VAN DER VEEN, C., WALRAVEN, J. C., DE BOER, A. Database of wide concrete members failing in shear. Magazine of Concrete Research, v. 67, n. 1, 2015, p. 33-52.

- [14] NORMCOMISSIE 351001 NEN 6720 Technische Grondslagen voor Bouwvoorschriften, Voorschriften Beton TGB 1990– Constructieve Eisen em Rekenmethoden (VBC 1995), 1995.
- [15] FD P 18-717. Eurocode 2 Calcul des structures en béton -Guide d'application des normes NF EN 1992, 2013.
- [16] fib. Model Code 2010: final draft. Lausanne International Federation Structure Concrete, 2012.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1980.
- [18] CEN. Eurocode 2 Design of Concrete Structures: Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings, NEN-EN 1992-1-1, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium, 2004, 229 p.
- [19] ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-14), 2014.
- [20] YANG, Y, UIJL, J, WALRAVEN, J. Critical shear displacement theory: on the way to extending the scope of shear design and assessment for members without shear reinforcement. Structural Concrete, v. 17, n. 5, 2016, p. 790-798.
- [21] LEONHARDT, F., WALTHER, R. Shear tests on beams with and without shear reinforcement (in germany, Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, 1962, 83 p.
- [22] KANI, G. N. J. Basic Facts Concerning Shear Failure, ACI Journal Proceedings, Vol. 63, N° 6, 1966, p. 675-692.
- [23] MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M. Shear in slabs and beams: should they be treated in the same way?. Fédération Internationale du Béton (fib) Bulletin, N°57, 2010, p. 105-128.
- [24] REGAN, P.E. Shear Resistance of Concrete Slabs at Concentrated Loads Close to Supports. Polytechnic of Central London, London, UK, 1982, pp. 1–24.
- [25] SHERWOOD, E.G., LUBELL, A.S., BENTZ, E.C., COLLINS, M.P. One-way Shear Strength of Thick Slabs and Wide Beams, ACI Structural Journal, v. 103, n. 6, 2006, p.794-802.
- [26] VAZ RODRIGUES, R., MUTTONI, A., OLIVIER, O. Large Scale Tests on Bridge Slabs Cantilevers Subjected to Traffic Loads. In: Proceedings of the 2nd international Congress, Fédération Internationale du Béton, Naples, Italy, 2006, 10 p.
- [27] JÄGER, T. Shear strength and deformation capacity of reinforced concrete slabs. In: Proceedings of the 4th International PhD Symposium in Civil Engineering, Munich, Germany. Fédération internationale du béton, Lausanne, Switzerland, 2002, p. 280–286.
- [28] JÄGER, T. Experiments on the Shear and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Slabs. Monograph, ETH Zurich, Zurich, Switzerland (in German), 2005.
- [29] JÄGER, T. Shear and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Slabs. PhD thesis, ETH Zurich, Zurich, Switzerland, 2007 (in germany).
- [30] GRAF, O. Experiments on the capacity of concrete slabs subjected to concentrated loads close to a support. Deutscher Ausschuss f
 ür Eisenbeton, v. 73, 1933, p. 10–16 (in germany).
- [31] RICHART, F.E., KLUGE, R.W. Tests of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Concentrated Loads: A Report of an

Investigation. Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL, USA, Bulletin 314, 1939.

- [32] DIAZ DE COSSIO, R et al. Shear and diagonal tension discussion. ACI Journal Proceedings, v. 59, n.11, 1962, p. 1323–1339.
- [33] RAJAGOPALAN, K.S., FERGUSON, P.M. Exploratory shear tests emphasizing percentage of longitudinal steel. ACI Journal Proceedings, v. 65, n.8, 1968, p. 634–638.
- [34] ASTER, H., KOCH, R. Shear capacity of deep concrete slabs. Beton- und Stahlbetonbau, v. 69, n. 11, 1974, p. 266–270 (in germany).
- [35] HEGER, F.J., MCGRATH, T.J. Design Method for Reinforced Concrete Pipe and Box Sections. Simpson Gumpertz & Heger, Cambridge, MA and San Francisco, CA, USA, 1980.
- [36] CULLINGTON, D.W., DALY, A.F., HILL, M.E. Assessment of reinforced concrete bridges: collapse tests on Thurloxton underpass. Bridge Management, v. 3, 1996, p. 667–674.
- [37] COIN, A., THONIER, H. Experiments on shear in reinforced concrete slabs (Essais sur le cisaillement des dalles en beton arme). Annales du batiment et des travaux publics, 2007, p. 7-16. (in french).
- [38] OLONISAKIN A.A., ALEXANDER, S.D.B. Mechanism of shear transfer in a reinforced concrete beam. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 26, n. 6, 1999, p. 810–817.
- [39] ROMBACH, G., LATTE, S. Shear resistance of bridge decks without shear reinforcement. In: Proceedings of the International fib Symposium, 2008, p. 519-525.
- [40] ROMBACH, G., LATTE, S. Shear resistance of bridge decks without transverse reinforcement. Beton-und Stahlbetonbau, v.104, n.10, 2009, p. 642-656 (in germany).
- [41] BAŽANT, Z.P., KIM, J.K. Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams. Journal of the American Concrete Institute, v. 81, n.5, 1984, p. 456–468.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Shrinkage and porosity in concretes produced with recycled concrete aggregate and rice husk ash

Retração e porosidade em concretos produzidos com agregados reciclados de concreto e cinza de casca de arroz











V. CECCONELLO ª vcecconello@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-9323-795X

B. R. C.SARTORI a engenheirosartori@gmail.com https://orcid.org/0000-0002-3517-1198

M. P. KULAKOWSKI a marlovak@unisinos.br https://orcid.org/0000-0002-7661-3909

C. S. KAZMIERCZAK ^a claudiok@unisinos.br https://orcid.org/0000-0001-7552-3867

M. MANCIO ª mancio@unisinos.br https://orcid.org/0000-0002-0736-7249

Abstract

The admixture of recycled concrete aggregates (RCA) in new concretes is an interesting alternative in the efforts to mitigate environmental impacts. RCA may increase porosity and change properties of concretes. Rice husk ash (RHA) is employed as supplementary cementitious material may improve concrete properties. The present study investigated the shrinkage of concrete prepared with RCA and RHA, proposing a mathematical model to explain the phenomenon. Concretes were produced with 25% and 50% of coarse recycled aggregate as replacement of natural aggregate, 0%, 10%, and 20% of RHA as replacement of cement, and a water-to-binder ratio of 0.64. Water absorption and capillary and total porosities were analyzed on day 28. Shrinkage tests were conducted on days 1, 4, 7, 14, 28, 63, 91, and 112. The results point to a significant interaction between RHA and RCA.

Keywords: recycled concrete aggregate, rice husk ash, shrinkage, porosity.

Resumo

O emprego de agregado reciclado de concreto (ARC) para a produção de novos concretos é uma alternativa interessante para mitigar impactos ambientais. O ARC pode aumentar a porosidade e impactar negativamente as propriedades do concreto. A cinza de casca de arroz (CCA), empregada como material cimentício suplementar, pode mitigar estes efeitos. Este estudo investiga a retração em concretos produzidos com ARC e CCA, propondo um modelo matemático para explicar os comportamentos observados. Foram elaborados concretos com 25 e 50% de ARC graúdo, e 10 e 20% de CCA em substituição ao cimento, com uma única relação água-aglomerante (0,64). A absorção e água capilar e total, bem como a porosidade, foram avaliadas aos 28 dias. A retração foi medida em 1, 4, 7, 14, 28, 63, 91 e 112 dias. Os resultados indicam um efeito significativo da interação entre ARC e CCA.

Palavras-chave: agregado reciclado de concreto, cinza de casca de arroz, retração, porosidade.

^a Unisinos, PPG em Engenharia Civil, São Leopoldo, RS, Brasil.

Received: 13 Jul 2017 • Accepted: 16 Jul 2018 • Available Online: 20 May 2019

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

1. Introduction

The construction industry uses a wide array of cementitious and ceramic products that may be feasibly reused or recycled. By indirectly protecting the environment and promoting the development of new raw materials, construction waste recycling is an environmentally interesting, economically attractive alternative when compared with the use of non-renewable natural resources [1].

Besides affordable prices, excellent resistance to compression and strain explains why the concrete made with Portland cement is perhaps the most widely used construction material. In addition to buildings in general, it is employed in heavy constructions such as roads, dams, and bridges, and estimates place global annual consumption of concrete made with Portland concrete at staggering 33 billion metric tons [2]. However, the clear benefits brought about by such remarkable structural characteristics are offset by the growing environmental concerns surrounding cement production, in that the extraction of non-renewable raw materials and conversion thereof in cement are intrinsically associated with considerable greenhouse gas emissions. Such environmental impacts are partly due to the methods employed to make Portland cement, which are based on heating a mixture of limestone, clay, and other similar materials. The partial sintering of these ingredients produces clinker lumps that are ground and subsequently have a small percentage of calcium sulfate added.

But other ingredients of concrete also raise environmental concerns, like aggregates. Most materials used as aggregates are extracted from natural sites and then subjected to some degree of processing, like crushing and sifting, for instance. However, the use of alternative aggregates such as those from the construction and demolition waste (CDW) has been recently proposed in the effort to address these environmental problems.

The main difficulties in using CDW as aggregate in concrete products are associated with crushing, screening, and dust emissions control, in addition to the segregation of undesired constituents. Despite that, CDW may become a viable option in light of the scarcity of quality natural aggregates and the high costs associated with final waste disposal. Previous research shows that recycled concrete aggregate (RCA) obtained from crushing structural concrete waste does not affect quality of concretes, as long as prior recycling is carried out appropriately [2].

However, it is known that the introduction of porous aggregates in Portland cement concrete will increase the amount of water needed to maintain slump. As a result, the mixture will demand more binder in order to preserve the water-to-binder ratio. In this scenario, rice husk ash (RHA) may be employed as supplementary cementitious materials (SCM), reducing cement consumption and improving properties of the new concrete. Considered waste by the rice industry and therefore easily obtained in rice producing regions, RHA has high amorphous silica content and considerable specific surface, which characterizes it as a super pozzolan. Previous studies have discussed the advantages of adding RHA as pozzolanic material to concrete mixtures, among which improved resistance and durability of the final product, besides the significant environmental benefits associated with the possibility to eliminate waste and reduce carbon dioxide emissions [3,4,5].

This leads to the conclusion that mitigating the environmental impacts associated with concrete includes using mineral admixtures and replacing natural aggregates, indirectly reducing the extraction of non-renewable raw materials. Such efforts in the development of eco-efficient concretes entail using materials so far considered byproducts in another industry that otherwise might end up being disposed of improperly. The well-engineered, controlled application of such replacement materials affords to obtain new final products whose characteristics should be similar to those of conventional concrete.

So, with a view to improving the current knowledge about the use of alternative materials in concrete mixtures and preventing any pathology in concretes made with RCA and RHA, the present study analyzed concrete prepared with these materials based on concrete properties such as water absorption, capillary porosity, total porosity, and shrinkage.

2. Materials and experimental program

2.1 Experimental design

The experimental procedure adopted in this study was based on an n^k factorial design, with n being the levels and k the number of factors considered. Study levels, control factors, and response variables are presented below.

In this design, just one water-to-binder ratio (w:b) was used, 0.64, since large water volumes make more porous concretes, which are also more prone to significant shrinkage. Table 1 shows the levels chosen and respective values of RCA and RHA.

Here, k = 2 and n = 3, which means a factorial design of 32 experiments with 9 concrete mixtures. Three prism and three cylindrical samples were prepared for each combination of control factors. The response variables analyzed on day 28 were absorption rate,

capillary porosity, total porosity. Shrinkage was measured on days 1, 4, 7, 14, 28, 63, 91, and 112 and compressive strength on days 7, 28, 63, 91 and 112.

2.2 Materials

2.2.1 Cement

The cement used (type CP-II-F-32) is composed of limestone filler, an inert mineral admixture [6]. This cement type is usually employed in concrete plants and it was choiced because it does not

Table 1

Factorial design used in this study. Factors and control levels (shrinkage, absorption rate, capillary porosity, total porosity)

| Control factors | | Study leve | ls |
|-----------------|---|------------|----|
| RHA content (%) | 0 | 10 | 20 |
| RCA content (%) | 0 | 25 | 50 |

Chemical, physical, and mechanical characterization of the cement used

| Parameter | April 2012 batch | May 2012 batch |
|--------------------------------------|------------------|----------------|
| Al ₂ O ₃ (%) | 4.12 | 4.12 |
| SiO ₂ (%) | 19.42 | 19.39 |
| Fe ₂ O ₃ (%) | 2.60 | 2.59 |
| CaO (%) | 60.76 | 60.78 |
| MgO (%) | 4.85 | 4.93 |
| SO ₃ (%) | 3.03 | 3.08 |
| Loss on ignition (%) | 6.04 | 6.08 |
| Free CaO (%) | 2.89 | 2.24 |
| Insoluble fraction (%) | 2 | 2 |
| Alkaline equivalent (%) | 0.63 | 0.62 |
| Hot expansion (mm) | 0.50 | 1.00 |
| Initial setting time (h:min) | 03:20 | 3:30 |
| Final setting time (h:min) | 04:30 | 4:30 |
| Normal amount of water (%) | 26.20 | 26.30 |
| Blaine (cm²/g) | 3.850 | 3.720 |
| #200 (%) | 3.4 | 4.2 |
| #325 (%) | 16.3 | 15.5 |
| Comp. strength day 1 (MPa) | 16.3 | 16.9 |
| Comp. strength day 3 (MPa) | 29.0 | 29.3 |
| Comp. strength day 7 (MPa) | 36.9 | 36.6 |
| Comp. strength day 28 (MPa) | 41.9 | 41.9 |
| Specific weight (g/cm ³) | 3.11 | 3.11 |

have pozzolanic materials. Table 2 shows the physical, chemical, and mechanical characterization of the cement used. Due to issues around availability of material, cement of two different batches were used. However, the characterization of the cements of the two batches showed that they did not differ significantly.

2.2.2 Rice husk ash (RHA)

The RHA used is a pozzolan obtained from the combustion of biomass in a fluidized bed reactor to generate energy. The energy company is located in the city of Alegrete, state of Rio Grande do

Table 3

Chemical characterization of the rice husk ash used

| Parameter | Content (%) |
|--------------------------------|-------------|
| SiO ₂ | 94.99 |
| K ₂ O | 1.01 |
| SO ₃ | 0.57 |
| CI | 0.43 |
| CaO | 0.33 |
| MnO | 0.20 |
| Al ₂ O ₃ | 0.18 |
| P_2O_5 | 0.10 |
| Fe ₂ O ₃ | 0.06 |
| TiO ₂ | 0.01 |
| MgO | 0.01 |
| ZnO | 0.00 |
| P.F. | 2.12 |

Sul, Brazil, and sells RHA to construction companies under the name of 'rice husk silica'.

The chemical characterization of the pozzolan was carried out in the Laboratory of Characterization and Recovery of Materials (LCVM), UNISINOS, using energy-dispersive X-ray fluorescence (ED-XRF) (EDX-720, Shimadzu) and a secondary standard. The results of the ED-XRD analysis are shown in Table 3.

2.2.3 Natural fine aggregate

The natural fine aggregate used was a quartz sand from the Jacuí River, RS, and was characterized in the Laboratory of Construction Materials (LMC), UNISINOS. Grain size distribution, specific weight, and unit weight were evaluated following the procedures described in official Brazilian standards [6-8]. The data obtained are shown in Tables 4 and 5.

2.2.4 Natural coarse aggregate

The natural coarse aggregate (NCA) used was a triturated basaltic rock mined in Linha São Jorge, municipality of Garibaldi, RS.

Table 4

Unit weight and specific weight of the natural fine aggregate used

| Test/standard | Value (g/cm ³) |
|-----------------------------------|----------------------------|
| Unit weight/ NBR NM 45 – 2006 | 1.52 |
| Specific weight/ NBR NM 52 - 2009 | 2.55 |

Grain size distribution of the natural fine aggregate used

| Mesh | Retained fraction (%) | Accumulated retained fraction (%) |
|----------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|
| 6.3mm | 1 | 1 |
| 4.8mm | 2 | 3 |
| 2.4mm | 5 | 8 |
| 1.2mm | 6 | 14 |
| 0.6mm | 11 | 25 |
| 0.3mm | 38 | 63 |
| 0.15mm | 35 | 98 |
| <0.15mm | 2 | 100 |
| Maximum characteristic size (mm) | | 4.8 mm |
| Fineness modulus | | 2.12 |

Table 6

Unit and specific weight of the natural coarse aggregate used

| Test/standard | Value (g/cm³) |
|-------------------------------|---------------|
| Unit weight/ NM 45 – 2006 | 1.40 |
| Specific weight/ NM 53 – 2009 | 2.67 |

The aggregate was characterized in LMC, UNISINOS. Analyses included grain size distribution, specific weight, and unit weight, according to the official Brazilian standards [6-8]. The characterization data of the coarse aggregate are shown in Tables 6 and 7.

2.2.5 Recycled concrete aggregate

The RCA used was the waste generated in the production of alveolar slabs with conventional setting. Compressive strength (fck) of the material was 35 MPa. The concrete waste was triturated in a jaw crusher with a 20-mm pass gradation. After crushing, RCA was sieved and the fraction between 19 and 4.8 mm was used. Grain

Table 7

Grain size characterization of the natural coarse aggregate used

size distribution of RCA is shown in Table 8. The maximum size of the RCA aggregate was below NCA.

Even though using just the fraction remaining between the sieves 19 and 4.8 mm, the RCA grain size distribuction was altered in relation to NCA, and as well it presented a maximum size grain of 25 mm that is greater than NCA. It is understood that in order to isolate the size grain distribution it is recommended put both aggregate type in same size distribution curve. This adjust was not done, due to the aim of this work was to employ the RCA in the closer conditions of it is processed.

In order to establish the amount of water to be used in order to compensate the higher RCA water absorption in the concrete mixtures prepared with RCA, the amount of water absorbed by RCA was evaluated according to a two-stage procedure described in a previous study [10].

The water absorption curve of RCA is shown in Figure 1. Water absorption was 6.29% after 10 min and 10.34% after 24 h. Data regression indicated that absorption after 10 min is approximately 6%, and the value was adopted as water compensation rate. Saturation state was observed after 31.6 min, indicating absorption of

| Mesh | % retained fraction | % retained fraction (accumulated) |
|-----------------------|---------------------|-----------------------------------|
| 25 mm | 0 | 0 |
| 19 mm | 0 | 0 |
| 12.5 mm | 39 | 39 |
| 9.5 mm | 39 | 78 |
| 6.3 mm | 22 | 100 |
| <6.3 mm | 0 | 100 |
| Maximum diameter (mm) | | 19 |
| Fineness modulus | | 6.78 |

Table 8

Grain size distribution of the recycled concrete aggregate used

| Mesh | % retained fraction | % retained fraction (accumulated) |
|-----------------------|---------------------|-----------------------------------|
| 25 | 0 | 0 |
| 19 | 36 | 36 |
| 12.5 | 43 | 79 |
| 9.5 | 10 | 89 |
| 6.3 | 10 | 99 |
| <6.3 | 1 | 100.0 |
| Maximum diameter (mm) | | 25 |
| Fineness modulus | | 7.25 |



Figure 1

Water absorption curve of the recycled concrete aggregate

8.96%. The unit weight of RCA is 1.13 g/cm³, and specific weight is 2.21 g/cm³.

Previous studies [11,12] indicated that the amount of water to compensate the higher water absorption of RCA is calculated using 50% of the RCA water absorption at 10 min.

Water absorption at 10 min was 6%, obtained from the adjusted curve for the RCA water absorption characterization. The amount of compensation water in each one of the batches with RCA was determined using de Equation 1.

$$M_{H_2O} = 0.50 \times ABS_{10min} \times M_{RCA} \tag{1}$$

Where,

 $M_{_{H2O}}$ = amount of water used as compensation ABS_{10mim} = absorption at 10 min M_{RCA} = amount of RCA

2.2.7 Additive

A polycarboxylate-based additive was used as water-reducing additive with high-range (superplasticizer admixture). The maximum amount used in some concrete mixtures was 0.28%, according to the range recommended by the manufacturer (0.2% to 1%). Table 9 shows the characteristics of the additive used.

2.3 Production of concrete

Mixtures were prepared based on a mortar content of 55% and consistency of 100 ± 20 mm measured using the slump test using the only level of the water-to-binder ratio that remained constant in the mixtures with the RHA and RCA admixtures. The consistency of each mixture was adjusted using the superplasticizer admixture. These conditions were previously tested in a pilot study.

The replacement of cement by RHA and of natural aggregate by RCA was done on a volume basis. The amount of each material used in each mixture was measured in mass. The mass of RHA and RCA was calculated using volume-compensated weight, because of the significant difference in specific weight of these mate-

rials. This affords to maintain constant the volume of binder and the ratio of mortar volume to coarse aggregate volume.

The order of materials was chosen based on previous studies [11-13], and it is listed below:

- 1. Natural coarse aggregate and RCA, according to the mixture;
- 2. 50% water;
- 3. Cement and RHA, when required;
- 4. Natural fine aggregate;
- 5. 50% water.

The mixtures containing RCA were prepared mixing it to the natural aggregate and the amount of water required to compensate the higher water absorption of RCA. Next, the mixer was stopped and covered for 10 min so as to prevent the evaporation of water, before proceeding to the other stages listed above.

Consistency was evaluated using the slump test 8 min after the incorporation of cement to the mixture. Additive was included when necessary, mixing proceeded for another 2 min, and the slump test was repeated [14].

2.4 Capillary water absorption test method

The capillary water absorption for concretes was conducted according to the procedure defined in RILEM TC 116 PCD [15] with modifications [16] for samples with a water-to-binder ratio of 0.64 on day 28.

This test generates the water absorption profile of the material over time. Based on this profile it is possible to calculate the capillary water absorption rate (water sorptivity), total water absorption.

The data obtained were used to calculate the absorption rate and total and capillary porosities. Suction and saturation curves were plotted for all concrete mixtures.

Absorption rate was calculated dividing the capillary suction curve slope by the volume of the sample [17]. Total porosity was calculated based on the differences in mass and volume of the sample. Capillary porosity was obtained dividing sample weight after 72 h by its volume.

2.5 Evaluation of shrinkage due to setting

The shrinkage assay was carried out according to the standards ASTM C157:2011 and ASTM C490:2012

Three samples were cast for each concrete mixture. Samples were covered with a glass lid to prevent evaporation and protect the material in a controlled environment ($21 \pm 2^{\circ}$ C and $60 \pm 10\%$ relative humidity).

Twenty-four hours later, blocks were demolded and were left to set

Table 9

Characteristics of the admixture used

| Characteristic | Value |
|--|--------------------------|
| Density | 1.07(g/cm ³) |
| Percent amount used (considering cement amount) | 0.2 to 5.0 (%) |
| Chlorides | < 0.1 (%) |
| Alkalis | < 1.0 (%) |
| | |

Source: Product datasheet (MC-Bauchemie, 2013)



Figure 2

Equipament to measure length variation

for another 7 days in wet curing. After this period, samples were placed again in the controlled environment room $(21 \pm 2^{\circ}C \text{ and } 60 \pm 10\% \text{ relative humidity}).$

Length was measured on days 1, 4, 7, 14, 28, 63, 91, and 112 into the setting process as described below. Figure 2 illustrates the equipment used to read shrinkage values.

It should be stressed that the setting, demolding, wet curing, and final setting were carried out in the controlled environment room. The tests were conducted using a calibrated device to measure dimensional variation concrete in the same room. Three readings were made for each of the three specimens of a concrete mixture. Samples were always placed on the same position for all tests. The equipment was calibrated for each sample using a specific standard bar.

2.6 Compressive strength

The compressive strength was carried out according ABNT NBR

Table 10

Absorption rate

| | Absorption rate (mm/h ^{1/2}) | | | |
|---------|--|---------|------|--|
| RCA (%) | | RHA (%) | | |
| | 0 | 10 | 20 | |
| | 1.32 | 0.86 | 0.61 | |
| 0 | 1.26 | 0.87 | 0.66 | |
| | 1.13 | 0.76 | 0.61 | |
| | 1.10 | 0.49 | 0.65 | |
| 25 | 1.18 | 1.00 | 0.53 | |
| | 1.31 | 0.88 | 0.51 | |
| | 1.28 | 0.87 | 0.53 | |
| 50 | 1.03 | 0.80 | 0.53 | |
| | 0.95 | 0.82 | 0.57 | |

5738:2003 e ABNT NBR 5739:2003. Three samples were cast for each concrete mixture and age of test. The tests were done on days 28, 63 and 112.

2.7 Statistical analysis

The data obtained were analyzed by non-linear multiple regression and analysis of variance (ANOVA).

3. Results and discussions

3.1 Water absorption rate

The data of water absorption over time were treated and the capillary water absorption rate was calculated. The water absorption rate for mixtures on day 28 are shown in Table 10 and Figure 3. In general, concretes mixtures without RHA had the higher water absorption rates. Moreover, the use of 25% RCA reduces absorption rate by 3,2%, while 50% RCA decreases the values of the parameter by 13%, when compared to the concretes made only with regular coarse aggregate. This effect can be attributed to any reduction in the paste's porosity due to the absorption of the mixing water by RCA, even though an additional quantity of water was used in the mixture for compensate the absorption of water by the RCA. As well, in general the RHA reduces the rate of capillary water absorption, in order of 30% using a content of 10% and 50% using a content of 20%.

Moreover, in this work when both RCA and RHA were employed together, the rate of capillary water absorption quite decrease, in averange of 55% if it is compared the mixtures with both content of RCA and 20% RHA with the plain concrete. This effect can be attributed a synergic effect between pozzolanic reaction of RHA and reducing effective w/b ratio due to water absorption from the mixture by the RCA. These combined effects lead to an modification in the pore structure, with reduction of size and enhance of tortuosity [24].

3.2 Capillary porosity

Capillary porosity (Table 11) represented between 70% and 90%



Figure 3 Absorption rate on day 28

Capillary porosity

| | Co | apillary porosity | (%) |
|---------|------|-------------------|------|
| RCA (%) | | RHA (%) | |
| _ | 0 | 10 | 20 |
| 0 | 13.1 | 0.86 | 0.61 |
| U | 12.8 | 11.8 | 0.66 |
| 05 | 12.8 | 5.7 | 0.61 |
| 25 | 12.9 | 10.9 | 0.66 |
| 50 | 12.4 | 6.8 | 4.5 |
| 50 | 11.4 | 6.9 | 4.5 |
| | | | |

of total porosity, depending on the amount of RHA and RCA and on the water-to-binder ratio.

Figure 4 illustrates the averages for concretes capillary porosity after on day 28. In this study, capillary porosity in general tended to diminish with the admixture of RCA and RHA, despite the high porosity of RCA concrete. The concrete mixtures prepared with 0% RHA and 0% and 25% RCA remained essentially stable, though those made with 50% RCA presented an 8% decrease in capillarity, compared with the mixture with 0% RCA and RHA.

The mixtures prepared with 10% RCA had lower capillary porosity, compared with those made with 0% RCA. Also, when the 0% RHA and 0% RCA mixture is compared with the 10% RCA and 0% RHA mixture, the drop is of approximately 12%. The adding RCA reduced porosity, namely by 12% and 40% in mixtures with 25% and 50% RCA, respectively. This behavior can be attributed to the grain size of RCA and its porosity. The grain size distribution of RCA, with a larger maximum grain size than NCA, led an improvement in particle packing of the concretes. Further, as greater is the maximum size of recycled aggregate greater is the probability to increase the water absorption of the mixture by the RCA, even using an additional water, as related. The increase of water absorption by the RCA can reduce the water/binder from the cement paste that effectively will promote



Figure 4 Capillary porosity on day 28

Table 13

ANOVA - total porosity

| Source | df | SS | SM | F test | Significance - p |
|---------|----|-----------|-----------|-----------|------------------|
| RHA | 2 | 135.11096 | 67.555479 | 253.32696 | 0.000000 |
| RCA | 2 | 3.8944163 | 1.9472082 | 7.301855 | 0.013052 |
| RHA*RCA | 4 | 2.9600472 | 0.7400118 | 2.7749775 | 0.093741 |
| Error | 9 | 2.4000577 | 0.2666731 | - | - |

df = degrees of freedom; SS = square sum; SM = square mean; RHA = rice husk ash; RCA = recycled cement aggregate.

Total porosity

Table 12

| _ | | Total porosity (% |) |
|---------|------|-------------------|----------|
| RCA (%) | | RHA (%) | |
| | 0 | 10 | 20 |
| 0 | 13.6 | 12.2 | 7.8 |
| U | 13.1 | 11.4 | 7.4 |
| 05 | 13.5 | 13.1 | 6.3 |
| 25 | 13.6 | 11.3 | 6.2 |
| 50 | 13.2 | 10.3 | 6.4 |
| 50 | 12.5 | 10.1 | 6.3 |

the development of pore structure, leading to reduce the porosity. [2]. The mixtures made using 20% RHA exhibited even lower capillary porosity values. Compared with the 0% RCA and RHA mixture, capillary porosity of the 20% RHA and 0% RCA was almost 57% lower. Adding RCA intensified this decrease, of approximately 21% when comparing the 20% RHA and 0% RCA mixture with the 20% RCA and 25% or 50% RCA.

The decrease in the capillary porosity may probably be a result of the absorption of water of mixing due to RCA porosity.

3.3 Total porosity

The results of total porosity (Table 12) were analyzed according to the same inclusion criteria used for absorption rate and capillary porosity.

Total porosity followed the trend exhibited by porosity values, for all combinations. The results of the ANOVA analysis of isolated effects of each of the variables studied and respective interactions are shown in Table 13.

The p-value of the ANOVA of total porosity data was less than 0.05 for the control factors CCA and RCA, which indicates that these factors have a significant effect on the properties studied, in a confidence



Figure 5

Total porosity on day 28

level of 95%. On the other hand, the interaction between RCA and RHA does not have any significant effect, since the p-value was 0.093741. Figure 5 shows the mean values for total porosity.

The effect of using RHA alone reduced total porosity of the concrete mixtures, depending on the amount used. The higher the RHA level, the lower the total porosity. For the 10% RHA concrete, the drop in total porosity was of approximately 14%. When 20% RHA was used, this decrease reached 49%, compared with the mixtures using 0% RHA.

Similarly to Bezerra et al. [19], the concretes with the lowest porosity values were those prepared with high percentages of RHA. Also, concretes prepared with pozzolans had reduced porosity values with time [20].

3.4 Shrinkage

The data of shrinkage caused by drying were analyzed using non-

linear multiple regression, testing all factors and levels. The mean values of three readings for each sample are shown in Table 14. When examining Table 14, it should be remembered that the results obtained until day 7 are not associated with shrinkage due to drying, since the samples were immersed during this time. A concrete that is transferred from a dry environment to container with water experiences the opposite of shrinkage, that is, expansion. This effect is overcome by shrinkage during drying [21].

The model proposed to determine shrinkage in concretes prepared with RCA in place of fine natural aggregate and RHA for Portland cement is represented by a non-linear multiple regression equation (Equation 2).

$$S = b_0 + b_1 RHA + b_2 RCA + b_3 AGE + b_{12} \left[\frac{(RCA+1)}{(RHA+1000)} \right]$$

+ $b_{13} \left[\frac{(AGE+1)}{(RCA+0.1)} \right] + b_{23} RCA \cdot RHA$ (2)

Table 14

Shrinkage values for concrete mixtures of all ages

| Mixturee | | | Mean | | | | | | |
|----------|---------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|--------|
| Wixiules | w:b - | Day 4 | Day 7 | Day 14 | Day 28 | Day 63 | Day 91 | Day 112 | |
| RHA (%) | RCA (%) | iano | (µm) | (µm) | (µm) | (µm) | (µm) | (µm) | (µm) |
| | | - | -35.33 | -51.67 | -25.00 | -16.00 | 14.00 | 31.00 | 21.33 |
| 0 | 0 | 0.64 | -23.33 | -60.33 | -23.67 | -12.67 | 20.33 | 24.33 | 38.33 |
| | | - | -68.00 | -25.00 | -12.33 | 20.67 | 50.00 | 56.33 | 80.67 |
| | | - | -12.00 | -51.67 | -10.67 | 31.00 | 58.67 | 66.67 | 81.67 |
| 10 | 0 | 0.64 | -31.00 | -53.33 | -14.00 | 20.00 | 50.33 | 63.33 | 51.00 |
| | | - | -10.00 | -45.00 | 44.00 | 42.67 | 74.33 | 93.67 | 86.00 |
| | | - | -10.00 | -21.00 | 21.00 | 63.67 | 74.00 | 89.67 | 122.33 |
| 20 | 0 | 0.64 | -5.67 | -11.67 | 26.33 | 63.00 | 108.67 | 101.33 | 122.33 |
| | | - | 45.00 | 38.33 | 23.67 | 98.00 | 113.00 | 124.33 | 136.33 |
| | | - | -54.00 | 47.33 | -65.67 | -32.67 | -13.67 | 14.00 | 28.33 |
| 0 | 25 | 0.64 | -69.33 | -64.33 | -24.00 | -3.00 | 23.00 | 33.00 | 42.00 |
| | | - | -61.67 | -48.67 | 5.33 | 15.67 | 37.33 | 56.00 | 67.67 |
| | | - | -54.00 | 47.33 | -65.67 | -32.67 | -13.67 | 14.00 | 28.33 |
| 0 | 25 | 0.64 | -69.33 | -64.33 | -24.00 | -3.00 | 23.00 | 33.00 | 42.00 |
| | | - | -61.67 | -48.67 | 5.33 | 15.67 | 37.33 | 56.00 | 67.67 |
| | | - | -25.33 | -16.67 | -1.67 | 13.33 | 30.17 | 59.33 | 47.67 |
| 0 | 50 | 0.64 | -18.67 | -12.33 | -13.33 | 1.00 | 28.67 | 57.33 | 61.33 |
| | | - | -8.67 | -12.00 | -8.00 | 31.00 | 57.33 | 61.67 | 93.00 |
| | | - | 48.67 | -2.67 | 47.00 | 79.67 | 104.67 | 117.00 | 119.67 |
| 10 | 25 | 0.64 | -0.67 | -3.00 | 22.67 | 34.67 | 95.00 | 73.67 | 83.33 |
| | | - | -15.00 | -38.67 | -22.33 | 33.33 | 88.00 | 74.33 | 64.33 |
| | | - | 31.33 | -50.00 | 38.00 | 65.33 | 105.00 | 114.67 | 120.00 |
| 10 | 50 | 0.64 | 40.00 | 2.33 | 39.33 | 74.00 | 113.67 | 125.00 | 131.00 |
| | | - | -33.67 | -79.00 | -32.00 | 69.67 | 109.33 | 119.83 | 125.50 |
| | | - | -15.33 | -22.67 | 25.67 | 27.33 | 68.67 | 105.33 | 78.67 |
| 20 | 25 | 0.64 | -6.33 | -13.67 | 23.00 | 45.00 | 73.33 | 85.67 | 76.67 |
| | | - | -12.67 | -28.00 | 0.67 | 15.67 | 74.67 | 80.67 | 59.33 |
| | | - | -47.67 | -19.00 | 3.00 | 11.67 | 47.33 | 73.33 | 44.00 |
| 20 | 50 | 0.64 | -32.67 | -57.33 | -15.33 | 4.00 | 54.33 | 63.00 | 63.00 |
| | | - | -2.00 | -26.33 | 48.00 | 44.33 | 67.00 | 101.00 | 112.33 |

Table 15

ANOVA of the shrinkage results obtained

| Source | Df | SS | SM | F test | Significance - p |
|----------------|-----|----------|-----------|----------|------------------|
| Model | 7 | 5.50E-01 | 7.86E-02 | 1.15E+02 | 0 |
| Residual | 182 | 1.24E-01 | 0.0006824 | - | - |
| Total | 189 | 6.74E-01 | - | - | - |
| Adjusted total | 188 | 5.01E-01 | - | - | - |

df = degrees of freedom; SS = square sum; SM = square mean.

| Factor | Parameter | Estimate | Standard error | T Test | р |
|----------|-----------|----------|----------------|-----------|----------|
| Constant | bo | 7.1793 | 1.36472 | 5.2606469 | 0.000000 |
| RHA | bl | -0.0043 | 0.00132094 | 3.2596711 | 0.000000 |
| RCA | b2 | 7.2241 | 1.36559 | 5.2900871 | 0.000000 |
| AGE | b3 | 0.00103 | 5.72213E-05 | 18.038388 | 0.000000 |
| RHA*RCA | b12 | -7223.6 | 1365.63 | 5.2896026 | 0.000000 |
| CCA*AGE | b13 | -0.00002 | 9.52372E-06 | 1.9893382 | 0.023572 |
| RCA*AGE | b23 | -0.0071 | 0.0013389 | 5.3323923 | 0.000000 |

Significant parameters for the factors analyzed considering shrinkage

RHA = rice husk ash; RCA= recycled concrete aggregate; AGE: age in days.

Where:

S = shrinkage (µm)

RHA = amount of RHA used (0%, 10%, 20%)

RHA = amount of RCA used (0%, 25%, 50%)

AGE = age of samples (4, 7, 14, 28, 63, 91, 112 days)

Tables 15 and 16 show the regression results.

The statistical model resulted in an ANOVA with a correlation coefficient (r^2) of 0.752, indicating that it is the best-fit model for 75.2% of the values obtained in the shrinkage test. A p-value below 0.05 shows that the variables represented in the model correlate with a confidence level of 95%.

The model used to explain shrinkage is presented in Equation 3.

$$S = 7.18 - 0.0043RHA + 7.22RCA + 0.001AGE - 7223,6 \left[\frac{(RCA+1)}{(RHA+1000)} \right] - 0.00002 \left[\frac{(AGE+1)}{(RCA+0.1)} \right] - 0.0071RCA \cdot RHA$$
(3)

Where:

RHA = amount of RHA used (0%, 10%, 20%)

RHA = amount of RCA used (0%, 25%, 50%)

AGE = age of samples (4, 7, 14, 28, 63, 91, 112 days)

Considering the wide variability of RCA and RHA, the interactions between them (which are not completely understood), and the correlation coefficients reported in previous studies about shrinkage, recycled aggregates, and sensitivity of this assay, the model proposed was validated.

The effect of RHA content on the shrinkage along time are presented in Figures 6, 7, and 8.

Figure 6 shows the values obtained for concretes prepared without RCA.



Figure 6

Shrinkage test, replacement with RHA with 0% RCA for mixtures of different ages

The mixtures prepared with RHA and without RCA presented similar shrinkage, independently of age. When mixtures of all ages are compared, shrinkage of the 10% RHA mixture is approximately 40 μ m larger than that of the control mixture. For the 20% RHA mixture, shrinkage is roughly 70 μ m larger than that of the control mixture.

In other words, shrinkage increases with the levels of RHA in mixtures. This may be associated with the smaller internal pore structure due to the presence of the mineral admixture, as described in previous studies [22, 23]. Mineral admixtures tend to reduce pore diameter at the same time that pore numbers



Figure 7

Shrinkage test, replacement with RHA with 25% RCA for mixtures of different ages





Shrinkage test, replacement with RHA with 50% RCA for mixtures of different ages

increase. The presence of small pores increases shrinkage values. Figure 6 shows the parallel curves that simulate shrinkage with time in mixtures containing 0% RCA and different RHA levels.

Figure 7 illustrates the effects of RHA when added to a concrete mixture containing 25% RCA

In general, the concretes with 25% RCA showed the same shrinkage behavior as the concretes made just with natural aggregate. Shrinkage increased continuously along time for the concretes with 10% RHA; the lowest shrinkage value was observed for the concretes without RHA [23].

One of the interesting results of the present work is the behavior of mixtures containing larger RHA amounts, which had lower shrink-age values, as observed in a previous study [18].

Mean shrinkage of mixtures containing 25% RCA and 10% RHA, at all ages, was approximately 46 μ m higher than that of the 25% RCA and 0% RHA mixture. For the mixtures containing 25% RCA and 20% RHA, mean retraction was roughly 42 μ m higher than that of the control mixture with 25% RCA, meaning an 8% reduction in shrinkage, compared with the mixtures containing 10% RHA.

Figure 8 presents the shrinkage curves and observed results for concretes with 50% RCA. The same behavior observed in Figure 7 is shown in Figure 8, but more intensely, with parallel curves for mixtures of all ages, and sharp decreases when 20% RHA was added. One hypothesis to explain this behavior may lie in the reduction in total volume of voids in mixtures with 25% and 50% RCA and 20% RHA due to the lower percent amount of RHA added as admixture, when cement becomes more active [18]. RHA is an efficient pozzolan, and may reduce total porosity of concrete, changing the structure of pores and significantly reducing shrinkage.

Mean shrinkage of mixtures containing 50% RCA and 10% RHA, of all ages, was approximately 48 μm higher than that exhibited by the 50% RCA and 0% RHA mixture. The mixtures containing 50% RCA and 20% RHA exhibited shrinkage almost 18 μm higher than the value recorded for the control mixture, with 50% RCA. This means a reduction of 37.5% against the values observed for the mixtures with 10% RHA and 50% RCA.

The interaction between RHA and RCA became apparent, especially in terms of shrinkage of the 20% RHA and RCA mixture. However, more studies have to be conducted to better evaluate the interactions between RCA and RHA in mixtures at loner setting times and larger RHA contents, in order to confirm the hypotheses formulated.

Table 17

Compressive strength

| Mixtures | | Day 28 | Day 63 | Day 112 | |
|----------|---------|--------|--------|---------|--|
| RCA (%) | RHA (%) | (MPa) | (MPa) | (MPa) | |
| 0 | 0 | 24.4 | 26.3 | 27.0 | |
| 0 | 10 | 26.6 | 31.4 | 31.4 | |
| 0 | 20 | 29.1 | 29.3 | 31.5 | |
| 25 | 0 | 20.4 | 19.4 | 22.6 | |
| 25 | 10 | 22.9 | 28.8 | 34.3 | |
| 25 | 20 | 23.3 | 32.7 | 36.9 | |
| 50 | 0 | 25.0 | 30.6 | 30.2 | |
| 50 | 10 | 27.1 | 31.4 | 30.1 | |
| 50 | 20 | 30.5 | 32.4 | 35.5 | |

3.5 Compressive strength

The average of the results of compressive strength are presented in Table 17. Figure 9 presents the graphic of the effect of the interaction between the factors RHA, RCA and W/B on the compressive strength, considering the average of all testing ages.

Teh compressive strength results corroborate in general the behavior showed in the capillary water absorption. The mixtures containing 10% RHA showed an increase in compressive strength in order of 5% comparing to concretes without RHA, and the use of 20% of RHA leads an increment around 9%. These results confirm the behavior of RHA as a pozzolanic material with good reactivity [2]. The observed increment in the compressive strength as the content of RHA is increased has been reported in several works [24], and it is attributed to a refinement of the pore structure. As in the literature the porosity analysed in the present work also can explain the compressive strength observed behavior.

4. Conclusions

The absorption rate of concrete mixtures, as a rule, diminishes with the addition of RHA and the same effect is observed for the concretes with RCA. In this work, when RCA and RHA were associated, absorption decrease considerably. In this sense, the interaction between RCA and RHA have a favorable effect, probably caused by the higher maximum size grain of RCA compared to the NCA and the fact that these larger grains contain more attached mortar with more porosity and higher water absorption. This high absorption leads the RCA to improving the transition zone and to decrease the available mixing water that promote the cement paste porosity. In the other hand, the RHA pozzolanic reaction reduces the porosity. The same effects were registered in the compressive strength behavior for the studied concretes.

Considering capillary porosity, the combined use of RCA and RHA had positive effect. Both admixtures reduced pores in mixtures, especially when these substances are used together.

The influence of RHA and RCA on total porosity was significant in all mixtures. The isolated effect of RHA was favorable, expressively reducing total porosity of mixtures. This reduction reached 50%, when compared with mixtures containing 20% RHA and 0% RCA.





IBRACON Structures and Materials Journal • 2019 • vol. 12 • nº 3

Considering the influence of RCA and RHA in shrinkage in mixtures on days 1, 4, 7, 14, 28, 63, 91, and 112, the association of the two admixtures was significant, with an important change in behavior with increasing levels of RHA and RCA.

Initially, when 10% RHA was added to mixtures with 25% and 50% RCA, shrinkage values increased. Considering the hypothesis that RHA reduces pore size in mixtures without reducing total volume, it is possible to conclude that a larger the amount of small pores increases shrinkage.

Also, when 20% RHA is added to mixtures with RCA, shrinkage was observed to diminish. This may due to the fact that increasing RCA amounts improve the interaction between the pozzolan and the other components of the mixture, inducing a decrease in total volume of pores and therefore diminishing shrinkage when larger amounts are used.

In fact, the results show that the considerable interaction between RCA and RHA became apparent when 20% RHA is added to the concrete mixture with RCA.

More studies have to be carried out to measure these interactions and confirm the hypotheses.

5. Acknowledgements

The authors thank Programa de Suporte à Pós-Graduação de Instituições de Ensino Particulares, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES/PROSUP, Financiadora de Estudos e Projetos – FINEP, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio Grande do Sul – FAPERGS, and the companies Pilecco eand Concresart.

6. References

- Zega CM, Di Maio AA. Use of recycled fine aggregate in concretes with durable requirements. Waste Management, v. 31, 2011; p. 2336-2340.
- [2] MEHTA, P.K., MONTEIRO, P.J.M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais, São Paulo: IBRACON, 2008, 573 p.
- [3] Antiohosa SK, Papadakisb VG, Tsimasc S. Rice husk ash (RHA) effectiveness in cement and concrete as a function of reactive silica and fineness. Cement and Concrete Research, v.61-62, 2014; p. 20-27.
- [4] Sensale GR. Effect of rice-husk ash on durability of cementitious materials. Cement and Concrete Composites, v.9, 2010; p.718-725.
- [5] Siddique R, Khan MI. Rice Husk Ash. Supplementary Cementing Materials. Chemistry and Materials Science. Engineering Materials, v. 37, 2011; p. 231-281.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Cimento Portland Composto, NBR 11578, Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Agregados Determinação da composição granulométrica. NBR NM 248, Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. NBR NM 52. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- [9] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Agregados Determinação da massa unitária e do volume de vazios. NBR NM 45: Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

- [10] Gonçalves, M.S. Análise da viabilidade técnica de utilização de resíduos de concreto oriundos da pré-fabricação como agregado graúdo para a produção de novos concretos. 2011. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil: Gestão de Resíduos. Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, RS, 2011.
- [11] Werle AP. et al. Carbonation in concrete with coarse recycled concrete aggregates. *In:* Conference Proceedings of 12th International Conference on DBMC, Porto, 2011 Anais, Porto, FEUP Edições, 2011, p. 1677-1684.
- [12] Troian et al. Chloride ions penetration in concrete with recycled concrete aggregates. *In*: Conference Proceedings of 12th International Conference on DBMC, Porto, 2011 Anais, Porto, FEUP Edições, 2011, p. 1717-1724.
- [13] Krug LF. Influência do beneficiamento por peneiramento no comportamento da cinza de casca de arroz: estudo como adição pozolânica em concretos. 2011. 126f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil: Gestão de Resíduos. Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, RS, 2011.
- [14] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Concreto Determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone. NBR NM 67. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- [15] RILEM TC 116 PCD. Permeability of concrete as a criterion of its durability. Concrete durability – an approach towards performance testing. Materials and Structures, v. 32, p. 163 – 173, 1999.
- [16] Werle AP. Determinação de propriedades de concretos com agregados reciclados de concreto com ênfase na carbonatação. 2010. 154f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil: Gestão de Resíduos. Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, RS, 2010.
- [17] Kelham S. A water absorption test for concrete. Magazine of Concrete Research, v.40, 1988; p.106-110.
- [18] Givi AN. et al. Contribution of Rice Husk Ash to the Properties of Mortar and Concrete: A Review. Journal of American Science, v. 6, n.3, 2010; p. 157-165.
- [19] Bezerra IMT, Souza J, Carvalho JBQ, Neves GA. Aplicação da cinza da casca do arroz em argamassas de assentamento. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.15, n.6, 2011; p.639–645.
- [20] Neville AM, Brooks JJ. Tecnologia do concreto. Porto Alegre: Bookman, 2013, 440 p.
- [21] Cánovas MF. Patologia e terapia do concreto armado. São Paulo: PINI, 1988. 522 p.
- [22] Mehta PK, Monteiro PJM. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2014. 573 p.
- [23] Diniz JZF, Fernandes JF, Kuperman SC. Retração e Fluência. In: ISAIA, G. C. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo, IBRACON, v. 1, 2011; p. 673-704.
- [24] Kulakowski, P. M.; Fedumenti, B.M.; Kazmierczak, S.C; Mancio, M. Evaluation of chloride ion penetration methods in concrete with recycled concrete aggregate and rice husk ash. XIII International Conference on Durability of Building Materials and Components. Anais. (712-719). 2014.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 12, Number 3 June, 2019 ISSN: 1983-4195

Contents

| Slabs strengthened for punching shear with post-installed steel and CFRP connector M. J. M. PEREIRA FILHO, M. V. P. FREITAS, D. F. A. SANTOS, A. J. C. NASCIMENTO and M. P. FERREIRA | ors |
|---|-----|
| | 445 |
| Discussion about progressive collapse of masonry buildings T. R. C. FELIPE AND V. G. HAACH | |
| | 479 |
| | |
| Retarding effect of grinding dust and its influence on the physical-mechanical and rheological properties of cementitious matrices H. M. FRANCKLIN, L. A. C. MOTTA, J. CUNHA, A. C. SANTOS and M. V. LANDIM | |
| | 486 |
| Plate with holes as shear connector in cold formed steel composite beams O. P. AGUIAR, R. B. CALDAS, F. C. RODRIGUES and H. N. BELLEI | |
| | 509 |
| Numerical modeling of circular, square and rectangular concrete columns wrapped with FRP under concentric and eccentric load | |
| D. S. OLIVEIRA and R. CARRAZEDO | E40 |
| | 510 |
| Reliability analysis of built concrete dam K. O. PIRES, M. M. FUTAI, T. N. BITTENCOURT and A. T. BECK | |
| | 551 |
| Thermo-mechanical analysis of mass concrete elements made of rubberized concrete. A. C. ALBUQUERQUE, S. B. DOS SANTOS, J. L. CALMON and L. C. P. DA SILVA FILHO | ete |
| | 580 |
| | |
| Pervious concrete made with electric furnace slag (FEA): | |
| mechanical and hydraulic properties | |
| G. F. B. SANDOVAL, I. GALOBARDES, C. DIAS, A. CAMIPOS and B. M. TORALLES | 590 |
| | |
| Waste tires and the burning of sugarcane bagasse in the manufacture of concrete pavers (pavers) | |
| S. P. S. ALTOÉ, A. SALES and C. H. MARTINS | |
| | 608 |
| Thermal simulation of prisms with concrete blocks in a fire situation F. S. RODOVALHO and M. R. S. CORRÊA | |
| | 638 |
| | |
| Shear strength analysis of slabs without transverse reinforcement under concentrat loads according to ABNT NBR 6118:2014 A. M. D. SOUSA and M. K. EL DEBS | ted |
| | 658 |
| Shrinkage and porosity in concretes produced with recycled concrete aggregate | |
| | |
| | 604 |